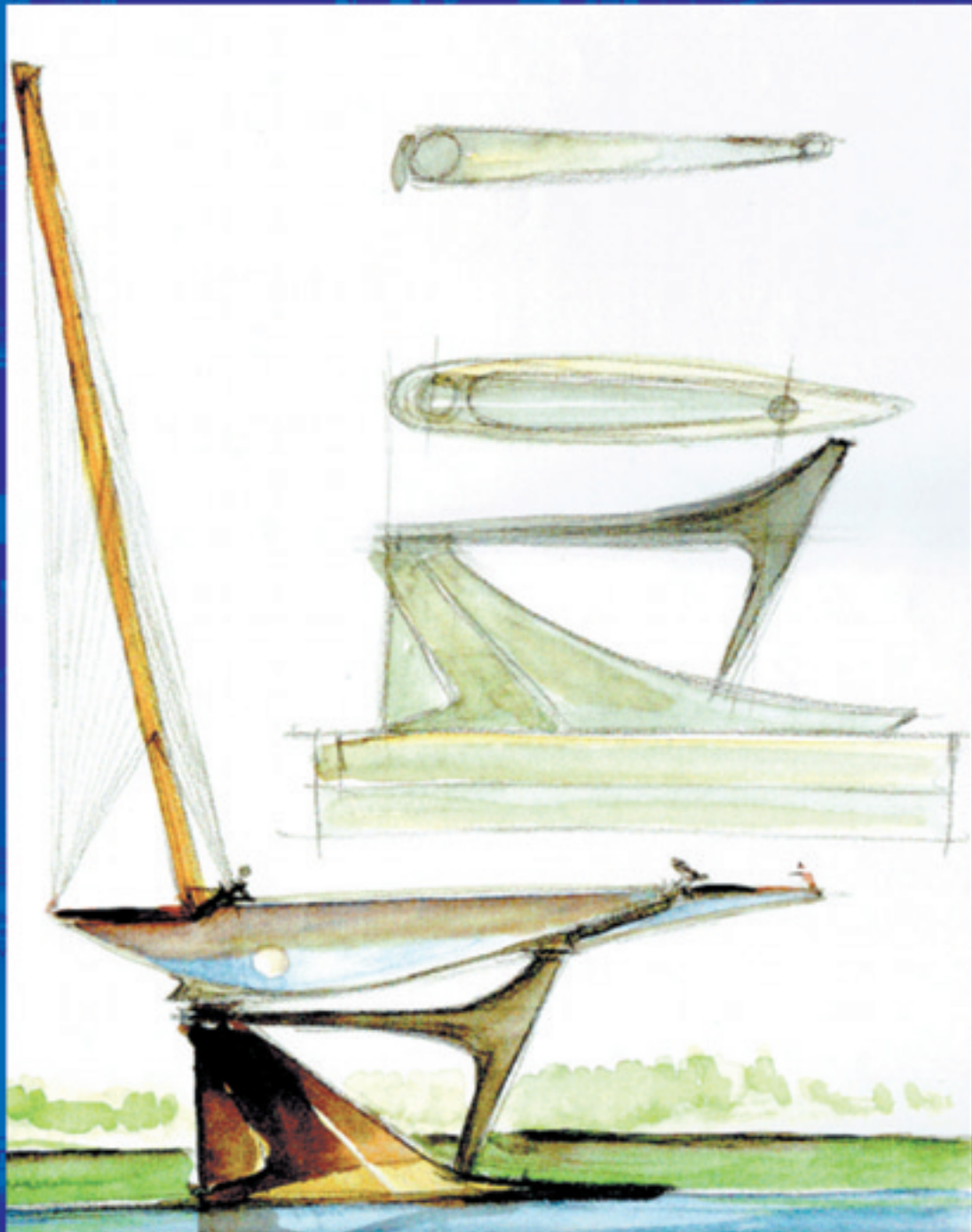


OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Ouvrages marquants

- Le nouveau pont sur la Loire à Orléans. *page 3*
A. BOURRAT, J.B. DATRY, W. HOECKMAN, J. LEFÈVRE



Règlementation, calculs

- Passage à l'Euro pour le second viaduc de Pont-Salomon. *page 13*
F. DALLOT, D. DE MATTEIS, V. DEWILDE, F. TAVAKOLI
- Conseils pour la vérification des armatures passives dans les projets de renforcement des ouvrages avec des matériaux composites. *page 18*
D. POINEAU, F. LÉGERON, E. BOUCHON
- Le nouveau pont Ouest à Orléans Les études de conception. *page 20*
J.B. DATRY, X. CESPEDES



Informations brèves

- Les résultats statistiques de « La construction des ouvrages d'art ». *page 28*
M. LEFEBVRE
- Les ponts au Japon, coopération franco-japonaise. *page 29*
F. LÉGERON, Y. YASUKAWA
- Formation ISBA. *page 39*
- Stages ENPC. *page 39*



Le kiosque du Setra

- Les dernières publications Ouvrages d'Art. *page 40*

Le nouveau pont sur la Loire à Orléans

1. Présentation du projet

L'agglomération orléanaise a connu, au cours des deux dernières décennies, une des plus fortes progressions démographiques de France. Ce développement s'est accompagné d'une extension de l'urbanisation, tant au Nord qu'au Sud de la Loire. Cette situation est à l'origine d'un important trafic automobile entre les deux rives du fleuve, et le passage de la Loire est devenu une préoccupation majeure en matière de circulation.

Les élus de la Communauté de Communes ont donc décidé de construire un pont entre Saint-Jean de la Ruelle et Orléans au Nord, et Saint-Pryvé-Saint-Mesmin au Sud.

Confronté à la beauté du lieu, à la fois urbain et sauvage, le Maître d'Ouvrage a souhaité que ce soit un bel ouvrage et a choisi, à l'issue d'un concours de maîtrise d'œuvre de conception, lancé à la fin de l'année 1996, le projet de l'équipe SETEC TPI (BET mandataire) – Santiago Calatrava (architecte et ingénieur) – Signes (paysagiste) présentant un ouvrage d'art majeur, original, s'écartant des conceptions classiques.

L'ouvrage retenu est un arc bow-string de conception originale : de 378 m de longueur totale, il comprend trois travées de 88,2 m, 201,6 m et 88,2 m. La travée principale est suspendue, par l'intermédiaire de 28 paires de câbles, à un arc incliné, situé en rive du tablier.

Ouvrage de l'an 2000, ce nouveau pont devait s'imposer par la pureté et la simplicité de ses lignes (maquette de l'ouvrage).

2. La conception d'ensemble

■ 2.1 Le tracé routier

Le tracé en plan de l'ouvrage est rectiligne entre deux carrefours à niveau situés sur chaque rive. Le profil en long est constitué de deux pentes et

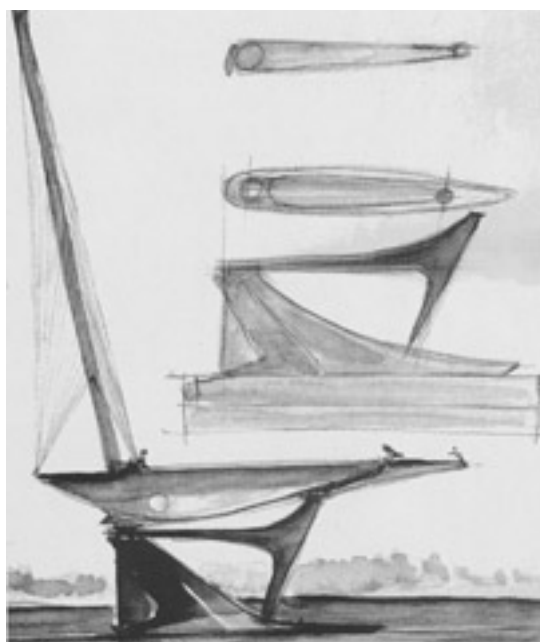
d'un rayon en angle saillant de 13 000 m. Un profil en long symétrique, d'une qualité architecturale supérieure, n'a pu être retenu compte tenu de la différence de niveau importante entre les berges nord et sud.

Le profil en travers de cet ouvrage urbain comprend une chaussée à 4 voies. La largeur totale de la chaussée est égale à 13,00 m entre bordures de béton. Deux pistes cyclables de 2,00 m et deux trottoirs de 1,50 m de largeur sont situés de part et d'autre de la chaussée.

■ 2.2. La conception générale de l'ouvrage

L'analyse préalable des contraintes du site et les fortes difficultés de fondation liées à la nature karstique du sous-sol dans le lit de la Loire ont conduit les concepteurs à proposer une grande portée de 201,60 m. Cette portée est sensiblement égale à la distance entre deux îles naturelles et sauvages, qui séparent le lit mineur de la Loire de deux bras parallèles d'écoulement. Les travées de rive ont une portée de 88,20 m pour atteindre les berges.

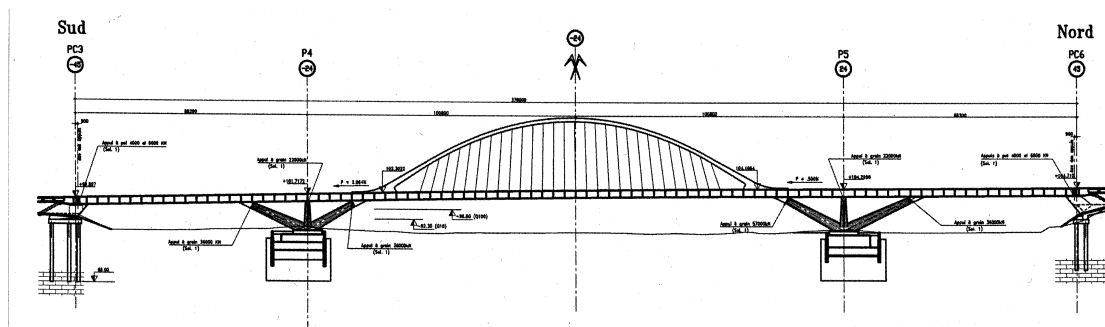
L'arc, d'une extrême finesse, est situé en rive du tablier, du côté de l'aval et incliné vers l'Ouest. Le trottoir aval est légèrement surélevé par rapport à la chaussée. Cette coupe transversale en gradins, associée à la hauteur du tablier par rapport au fleuve, permet une parfaite vision sur la ville



◀◀ Photo montage de l'ouvrage.

◀ Aquarelle de S. Calatrava.

► Coupe longitudinale.

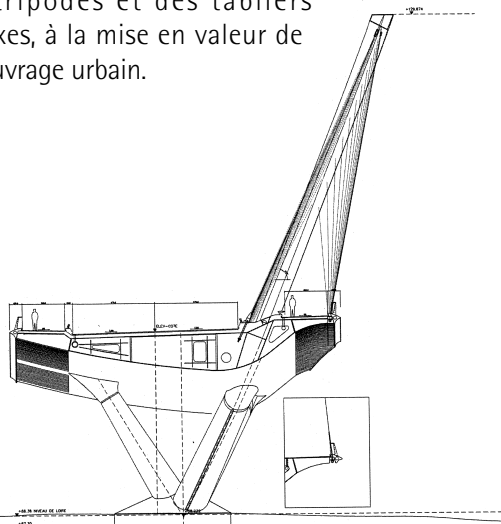


d'Orléans située à l'Est, sur le lit de la Loire et sur les communes voisines.

Le tablier, de 25,74 m de largeur totale, présente un intrados courbe en forme de vasque. Il est réalisé en acier. Les piles tripodes, trois branches fines de béton blanc, convergent au droit des îles et servent d'appui vertical et d'appui de torsion au tablier.

L'intégration du franchissement au profil des berges se fait par deux petits ouvrages en dalle pleine de béton précontraint, de 33,60 m au Nord et de 58,80 m au Sud, permettant de conserver la transparence des rives et d'intégrer, de chaque côté de la Loire, une promenade pour piétons. Les ouvrages de rives et les culées sont réalisés en béton de ciment blanc. Des perrés en pierre de taille complètent les piles culées de l'ouvrage principal.

Les superstructures sont réalisées en béton blanc. Les banquettes latérales, connectées à la tôle supérieure du tablier, assurent la protection de l'arc et des suspentes en rive de la chaussée, ainsi que la protection des trottoirs. Des lisses éclairantes de conception originale sont disposées sur ces bordures de béton ; constituant l'éclairage fonctionnel de l'ouvrage, elles contribueront également, avec l'éclairage de l'arc, des tripodes et des tabliers annexes, à la mise en valeur de cet ouvrage urbain.



► Coupe transversale de l'ouvrage.

- En haut : ouvrage sur berge.
- En bas : construction du tablier.

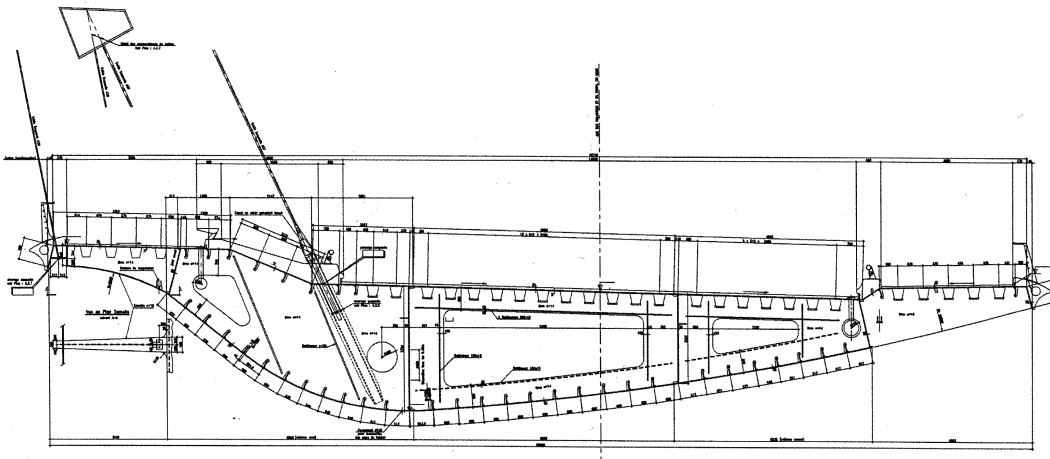
3. Description détaillée de l'ouvrage

■ 3.1. Le tablier

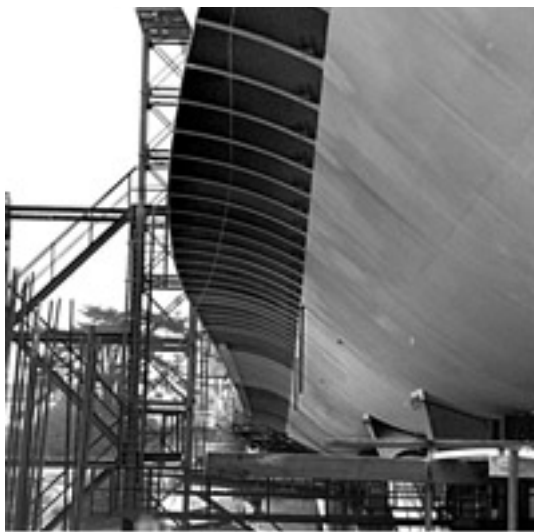
Le tablier, d'une largeur maximale de 25,74 m et de 3,25 m d'épaisseur totale, est un caisson chaudronné. Le platelage supérieur, à dévers unique de 2,5 %, est réalisé en dalle orthotrope dont l'épaisseur sous chaussée est de 14 mm. L'intrados courbe est constitué de tôles minces de 14 mm à 24 mm. Il est renforcé par des raidisseurs longitudinaux continus en plats, perpendiculaires à la tôle de fond. Compte tenu de la géométrie du caisson et de la nécessité de réaliser une contre flèche, tant dans le plan vertical que dans le plan horizontal du fait de l'inclinaison de l'arc, cette disposition permet une découpe plus aisée des raidisseurs.

La largeur du caisson est variable dans les travées de rive, pour permettre la traversée de l'arc entre le trottoir situé en aval et la chaussée, au droit des branches intérieures des tripodes. De larges encorbellements de part et d'autre du caisson complètent la section. Les diaphragmes sont disposés tous les 4,20 m. Ils sont largement échancrés pour permettre la circulation à l'intérieur du tablier.





◀ Coupe transversale du tablier.



■ 3.2 L'arc et les suspentes

L'arc est situé à l'ouest du tablier, entre les trottoirs et la chaussée. Son tracé est plan. L'angle entre le plan vertical et le plan de l'arc est de 22° . Le choix de ce plan a été fait de façon à centrer au mieux la résultante des charges permanentes par rapport à la base des tripodes afin de réduire les moments de flexion permanents à la base des tripodes. Le tracé de la fibre moyenne de l'arc est constitué de deux droites, du tablier à l'attache de la première suspenste, puis d'une parabole. Les suspentes en vé sont régulièrement espacées (la projection des intervalles entre les attaches sur la corde de l'arc donne des espacements constants afin d'obtenir un arc funiculaire des charges permanentes).

La section de l'arc est un trapèze dont la face supérieure est horizontale. La hauteur de ce trapèze est égale à 1,65 m, les dimensions des bases étant respectivement 0,55 m et 1,40 m. Les aciers constitutifs sont choisis parmi les aciers à haute limite élastique (S460 M et ML) afin de réduire les épaisseurs mises en œuvre. Des diaphragmes intérieurs sont disposés aux points d'attache des suspentes.

Les suspentes, espacées de 4,20 m environ, sont constituées de câbles clos de diamètre 55 mm et 35 mm.

Elles sont fixées au tablier par l'intermédiaire de barres de traction, reposant sur des plaques d'ancrage situées à l'intérieur du caisson. L'appui des barres relais se fait par l'intermédiaire de cales oscillantes cylindriques (faces opposées cylindriques avec des axes perpendiculaires) pour éliminer toute flexion parasite du câble et des barres de traction. La fixation des câbles sur l'arc se fait par l'intermédiaire de chapes à œil. A leur base, des capots de protection coniques, ajustés à la géométrie des pièces de jonction avec la

◀ Élargissement du tablier au droit des branches des tripodes.

◀ Montage de l'arc.

Les aciers constitutifs du caisson sont choisis parmi les nuances S355 K2G3, S355N et S355NL selon les épaisseurs mises en œuvre.

La section est ainsi découpée en deux caissons latéraux et une alvéole centrale. Chaque sous-ensemble a des dimensions compatibles avec le transport par la route. Les âmes verticales intérieures au caisson sont destinées à permettre la mise en place du tablier par poussage.

La protection contre la corrosion des tôles extérieures est assurée par peinture. Un système de déshumidification est mis en place à l'intérieur du tablier qui ne reçoit aucune autre protection.

L'architecte a choisi la couleur blanche pour l'ensemble de l'ouvrage y compris pour l'éclairage.

5. La dévolution des travaux

Du fait de la complexité de l'ouvrage, de la forte interaction entre le tablier métallique et les appuis et du délai d'exécution des travaux relativement court (24 mois), le choix de la forme juridique de l'entreprise a été fait de façon à obtenir des offres réellement étudiées en partenariat par les constructeurs de génie civil et les constructeurs de charpente métallique, tout en s'attachant à obtenir la meilleure concurrence possible.

Le groupement conjoint a ainsi été jugé plus adapté que l'entreprise générale ou les marchés séparés. Toutefois, pour animer au mieux la concurrence, le règlement de la consultation comportait une clause limitant à un le nombre de réponse par entreprise, que ce soit pour le lot 1 (génie civil) ou le lot 2 (charpente métallique).

Le marché de travaux a été attribué au groupement d'entreprises Chantiers Modernes - Victor Buyck Steel Construction. Les études d'exécution ont été réalisées par le bureau d'études Greisch, pour le tablier principal, et par le groupement SERF - Europes-Etudes - Sogelerg pour les ouvrages en béton et les appuis de l'ouvrage.

Pour les fondations des tripodes, un batardeau circulaire s'est substitué au batardeau rectangulaire prévu, le principe de fonctionnement restant le même ainsi que la méthode d'exécution. La méthode de réalisation par poussage proposée par le concepteur a été conservée par Victor Buyck ; quelques aménagements ont été apportés, essentiellement sur :

- la modification de la dimension des caissons latéraux par déplacement des âmes verticales intérieures au caisson pour des questions de transport,
- la modification de l'entretoisement du caisson central par la mise en place de brancs boulonnés,
- la méthode de prise en charge du tablier sur les palées provisoires.

La charpente métallique a été forfaitisée et quelques réductions d'épaisseur de tôle ont été opérées dans les travées de rive et à mi-travée centrale.



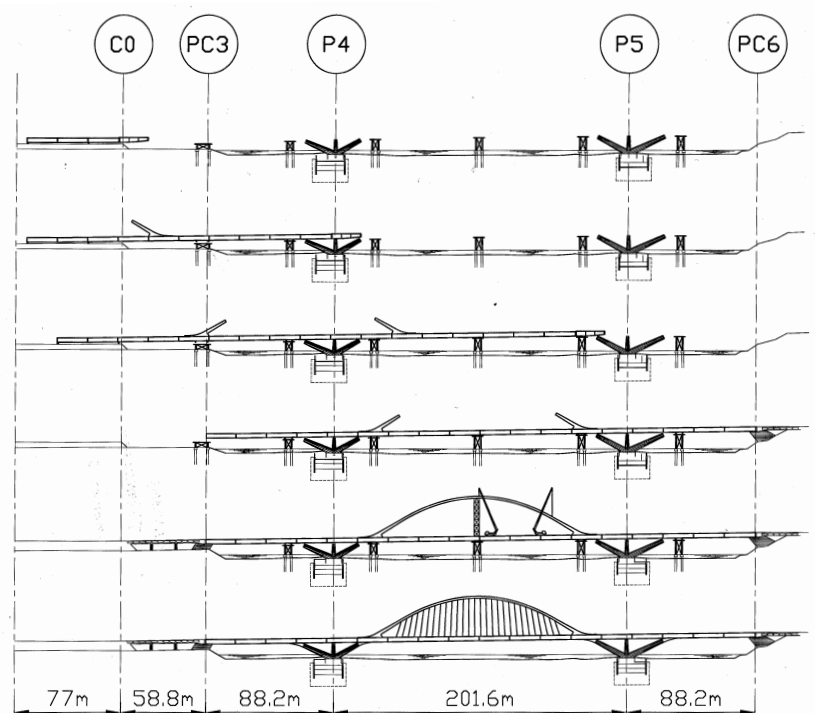
La maîtrise d'œuvre des travaux est assurée par la Direction Départementale de l'Équipement du Loiret qui a mis en place, pour l'occasion, une équipe dédiée au projet.

Elle est assistée dans cette mission par SETEC TPI qui assure le contrôle des études d'exécution, le cabinet Calatrava pour le suivi architectural et les laboratoires des Ponts et Chaussées de Blois et de Nancy pour le contrôle extérieur des fondations, des bétons et celui de la charpente métallique. Le SETRA intervient également en tant que conseil sur des points particuliers.

L'ordre de service de démarrer les travaux a été donné à la mi-juillet 1998 et l'ouvrage sera réalisé pour septembre 2000.

▲ Montage à blanc en atelier.

▼ Phases de construction.



SCHEMA DE MONTAGE

6. La construction de l'ouvrage

■ 6.1. Fabrication

Comme la Loire n'est pas navigable à Orléans, le seul moyen pour amener les pièces métalliques est le transport par la route. En fonction des gabarits maximaux disponibles, le tablier métallique a été découpé en 18 tronçons de 21 m chacun dans le sens longitudinal et en 6 tronçons dans le sens transversal. L'arc est fabriqué en 8 tronçons. Avec les 6 moignons qui font la liaison avec les tripodes, 122 convois exceptionnels ont ainsi été réalisés, dont le plus important mesurait 21 m x 6,5 m x 4,5 m et pesait 130 t. Pour garantir un montage sans problèmes, tous les tronçons ont été montés à blanc en atelier.



► Vue générale pendant le poussage.



► L'avant-bec passe au-dessus des branches d'un tripode.

▼ Montage des tronçons sur site.



■ 6.2. Montage

La mise en place de l'ossature métallique comporte deux grandes phases bien distinctes :

- la mise en place du tablier de 378 m ;
- la mise en place de l'arc et des 58 suspentes.

La mise en place du tablier métallique

La mise en place du tablier a été faite par poussage sur des patins glissants. Le chantier a été installé sur la rive Sud, sur le territoire de Saint-Pryvé. Des palées provisoires ont été installées de part et d'autre des branches des deux tripodes, au niveau des deux culées et au milieu de la Loire.

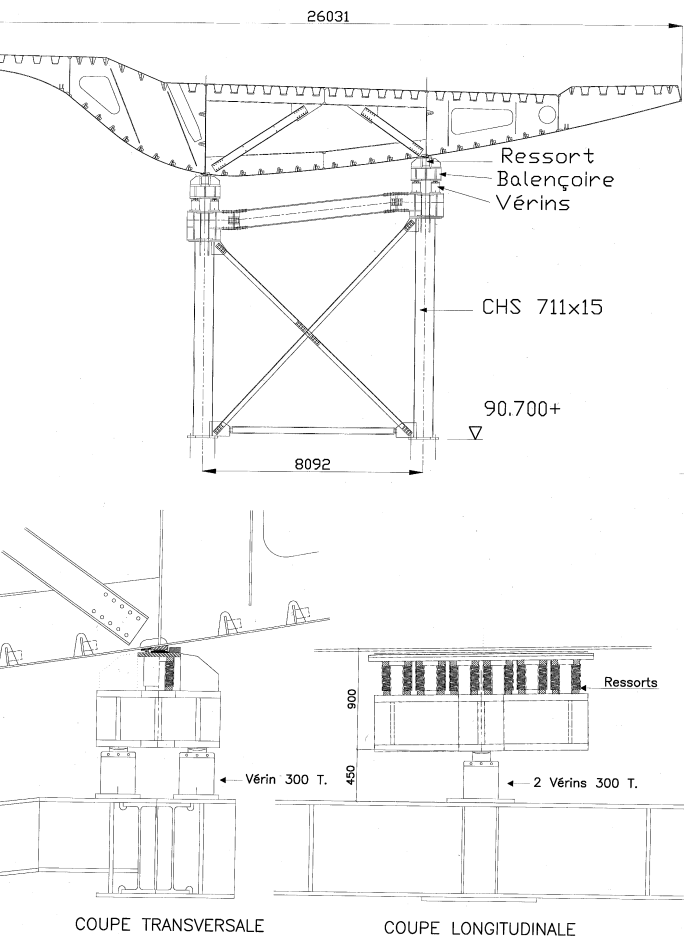
Comme il était nécessaire de réaliser le caisson avec une contreflèche horizontale, destinée à compenser la déformation induite par la résultante des composantes horizontales des suspentes inclinées et des supports sur les tripodes, l'ouvrage a été réalisé et lancé en courbe pour obtenir le tracé final rectiligne.

Dans le plan vertical, l'ouvrage a été lancé suivant son profil en long, de façon à ce que - en fin du poussage - le tablier soit dans sa position définitive théorique.

Les longueurs des travées de lançage variaient entre 50 et 72 m. Pour diminuer et compenser la déflexion à l'extrémité du porte-à-faux, un avant-bec spécial de 20 m de long a été installé. La semelle inférieure de cet avant-bec a été courbée de façon à remonter l'extrémité de 1,25 m afin de garantir un accostage correct sur chaque palée.

L'aire de montage ayant une longueur de 75 m, trois tronçons du tablier pouvaient s'y trouver. Le rythme de montage et de poussage était calé sur 21 m, de façon à ce que le dernier tronçon N puisse être monté pendant que le tronçon précédent (N-1) était soudé et le tronçon (N-2) était peint. Les zones de soudage et de mise en peinture ont été complètement protégées avec des cloisons et des bâches provisoires amovibles. Toutes les trois semaines un poussage était effectué ; il y en a eu 17 au total.

A l'arrivée sur le site, les tronçons ont été montés avec deux grues mobiles de 120 à 200 tonnes en utilisant des échafaudages. Les tronçons étaient munis de pièces de connexion boulonnées (clames) lors du montage. Ces pièces servaient à assembler tous les éléments entre eux comme au montage à blanc, pour ensuite permettre le soudage. Pour décharger et hisser les pièces, elles ont également été munies d'oreilles de levage. Ces



oreilles ainsi que les clames ont été découpées et enlevées après le soudage des pièces.

Pendant le poussage, le tablier a été supporté sur l'aire de montage et sur chaque palée provisoire dans l'axe des âmes principales.

Sur l'aire de montage, le tablier était posé sur quatre appuis fixés sur sa semelle inférieure. Ils glissaient sur deux longrines en béton à l'interface d'appuis en néoprène fretté. Le dessous des appuis fixés au tablier a été équipé d'une tôle mince en acier inoxydable et le dessus des blocs néoprène comportait une feuille de téflon afin de garantir un coefficient de frottement minimal (1 à 4 %) pendant le poussage.

Chaque palée provisoire était composée de quatre piles (profilé CHS 700 x 18 acier S460) et de deux poutres longitudinales. Sur chaque poutre longitudinale, une âme était supportée par deux appuis fixes distants de 4,2 m (8,4 m sur une des six palées). Ces appuis, appelés des balançoires, pouvaient s'adapter à l'inclinaison longitudinale du tablier puisqu'ils étaient placés sur des selles sphériques permettant la rotation. La réaction maximale de 600 tonnes sur une balançoire était répartie sur une aire de 100 mm de largeur et de 2000 mm de longueur pour garantir une pression de contact maximale de 3 kN/cm². Six séries de 12 ressorts placés en tête des balançoires garan-



tissaient que cette pression était répartie d'une manière uniforme sur toute la zone de contact.

Pour répartir enfin la réaction totale par palée et par âme au même degré sur chaque balançoire, celles-ci étaient placées sur deux vérins de 300 tonnes. Les quatre vérins qui supportaient les deux balançoires sur la même âme sur la même palée étaient connectés à une centrale hydraulique de façon à pouvoir être réglés d'une manière indépendante. Chaque vérin était équipé d'une calotte (en haut), d'un écrou de sécurité et d'un manomètre. La calotte permettait le balancement du dispositif, l'écrou garantissait la sécurité en cas d'urgence (fuite dans une conduite hydraulique par exemple) et était normalement réglé à 1 à 2 mm et le manomètre permettait de vérifier la pression et donc la réaction réelle sur chaque vérin. Le nombre des ressorts placés en tête permettait aussi un tassement différentiel de 15 mm entre les deux balançoires. La différence de contreflèche verticale au droit des deux âmes résultant de la contreflèche de torsion était reprise par la course des vérins.



◀ Palée provisoire : coupe transversale

◀ Palée provisoire avec balançoire.

◀ Balançoire.

◀ Installation de poussage.



- ▲ De gauche à droite :
 - Système de tirage.
 - L'arrière-bec.
 - Pendant le poussage, les 2 tronçons d'arc étaient placés sur le tablier.

- Montage du premier tronçon d'arc.

- Montage de l'arc.

- Vue générale après le montage de l'arc.

Le poussage a été effectué par quatre vérins d'une course de 800 mm et d'une capacité de 75 t chacun. Ces vérins s'appuyaient sur des tôles métalliques noyées dans les longrines de béton, par l'intermédiaire d'axes de blocage. L'effort de poussage était transmis au tablier par un joug de poussage qui était connecté à l'extrémité du tablier, tout en permettant les déformations pendant le poussage.

Le tablier a été lancé sur 436 m, dont 378 m ont été poussés et le reste tiré. En effet à la fin du dernier poussage, l'arrière du tablier a quitté l'aire de montage ; les derniers 58 m devaient amener le tablier à sa place finale libérant ainsi la zone entre la culée C0 et la pile-culée PC3 où le pont de rive côté sud (en béton) était alors mis en place. Pour franchir ces derniers 58 m, le système de poussage a été remplacé par un système de tirage, à l'aide de deux vérins de tirage avec des torons, qui ont été appuyés sur la première palée PC3. Un arrière-bec de 5 m de longueur a garanti que le tablier quittait la zone de montage en prenant sa déformation propre.

Avant d'arriver sur la culée côté nord, l'avant-bec a été démonté avec une grue mobile. Pendant les derniers mètres du lançage, cette extrémité du tablier a été remontée à l'aide d'une dernière palée provisoire équipée de vérins auto-grimpants.

Pendant le poussage et le tirage, le tablier était toujours guidé et tenu dans le sens longitudinal et transversal.

A la fin du lançage, la palée centrale du tablier a été remontée de 15 cm pour permettre le montage de l'arc dans des conditions géométriquement correctes.

La mise en place de l'arc et des 58 suspentes

Les amorces de l'arc étaient déjà en place et le montage consistait à placer deux pièces de 50 m et 120 tonnes. Ces deux pièces ont été mises sur





le tablier pendant le poussage. L'arc a été monté à l'aide de grues circulant sur le tablier. L'arc a été supporté au milieu par une palée de 30 m de hauteur montée dans la Loire. Après le réglage, le soudage a été attaqué.

En même temps, les six moignons, suspendus au tablier pendant le poussage, ont été mis en place et réglés pour permettre le raccordement exact avec les six branches des deux tripodes.

Après le soudage de l'arc, les 28 suspentes principales (côté chaussée) ont été mises en place et tendues avec un effort de traction de 42 tonnes. Pendant cette opération l'arc s'est redressé et a libéré sa palée de support. La contreflèche horizontale disparaissait en grande partie, l'arc étant plan sous l'effet des charges permanentes.

Ensuite, les 28 suspentes secondaires (côté trottoir) ont été réglées en longueur et mises en place sans effort.

L'appui central a été effacé provoquant la mise en tension des suspentes et la mise en traction du tablier qui travaille en tirant du bow-string. Après vérification des niveaux des branches et de la géométrie de l'ouvrage, la mise en place des appareils d'appui sur les tripodes et sur les culées pouvaient avoir lieu.

Une fois que les six appareils d'appui sur les branches ont été scellés, la descente sur les tripodes a alors été effectuée. La contreflèche restante a complètement disparu pendant cette opération.

7. Avancement des travaux

Après les terrassements nécessaires à l'exécution des appuis en Loire (palées provisoires et tripodes), l'entreprise Chantiers Modernes a procédé à la réalisation des fondations de l'ouvrage. Les injections des massifs des tripodes et celles préalables à l'exécution des pieux ont été sous-traitées au groupement Solétanche-Bachy/Balineau.



◀ Pendant le poussage, les moignons étaient suspendus au tablier.

◀ La stabilité de l'arc est assurée par les 2 rangées de suspentes en V inversé.

◀◀ Vue générale après le montage des suspentes.

◀ L'arc traverse le tablier pour transmettre ses efforts aux tripodes.

Ces travaux se sont poursuivis par la réalisation des tripodes dont le premier s'est terminé dans la deuxième quinzaine du mois d'août 1999 (tripode P4 au sud) et le deuxième fin octobre 1999. L'activité de génie civil s'est alors concentrée sur la rive Nord avec notamment la pile-culée PC 6 et le tablier, bétonné au début du mois de février 2000.

L'assemblage sur site du tablier métallique a débuté quant à lui au début du mois de mars 1999 et s'est achevé à la fin du mois de mars 2000 avec l'arrivée sur la pile-culée PC6.

L'entreprise Victor Buyck a alors procédé au montage de l'arc et des suspentes et à la mise en œuvre de la couche de peinture de finition, et Chantiers Modernes a terminé les ouvrages Sud, notamment le tablier d'accès en béton, et mis en

œuvre une première partie des équipements sur ouvrage.

Après la pose du tablier métallique sur les tripodes en juin 2000, la pose des équipements se poursuivra et l'entreprise LESENS pourra ensuite installer l'éclairage de l'ouvrage, travaux dévolus par un marché séparé.

Le nouveau pont sera ainsi terminé en septembre 2000, réalisé conformément au choix de l'architecte " ouvert comme un livre sur la ville d'Orléans, avec l'arc incliné et son tablier en gradin ".

**Alexis BOURRAT, Jean-Bernard DATRY,
Wim HOECKMAN, James LEFÈVRE ■**

Fiche technique

Pont Ouest sur la Loire

- Longueur totale : 470,60 m
- Longueur de l'ouvrage en acier : 378,00 m
- Largeur du tablier : 25,74 m
- Poids d'acier : 5 380 t
- Poids d'acier au m² de tablier : 590 kg
- Volume de béton : 9 800 m³
- Coût des travaux : 183 MF HT
- Construction : 1998-2000
- Maître d'Ouvrage : Communauté de Communes de l'Agglomération Orléanaise
- Maître d'Œuvre des études et concepteur :
 - Santiago Calatrava (architecte ingénieur)
 - SETEC (BET et mandataire du groupement)
 - Signes (paysagiste)
- Maître d'Œuvre des travaux :
D.D.E. du Loiret, Orléans
- Entreprises :
 - génie civil : Chantiers Modernes
 - construction métallique : Victor Buyck Steel Construction, Eeklo (Belgique), Eiffel, Lauterbourg (France)

► Vue générale après achèvement de la construction métallique.

Alexis BOURRAT
Agence CALATRAVA - VALLS

Jean-Bernard DATRY
SETEC - TPI
Tel : 01 40 04 69 44

Wim HOECKMAN
Victor Buyck Steel
Construction
Tel : 00 32 9 376 22 11

James LEFÈVRE
IDTPE - DDE du Loiret
Tel : 02 38 22 64 32



Passage à l'Euro pour le second viaduc de Pont-Salomon

Le second viaduc de Pont-Salomon, sur la RN88, en Haute-Loire, est le premier pont construit en France conçu et calculé sur la base des projets d'Eurocodes 1 et 2. Ce premier article présente les principales caractéristiques de l'ouvrage et les points les plus intéressants de sa construction. Un second article, publié dans le prochain numéro du Bulletin Ouvrages d'Art, présentera de manière plus détaillée l'influence des Eurocodes 1 et 2 sur la conception et le calcul de cet ouvrage.



◀ Le premier ouvrage.

1. La RN 88 et le premier viaduc

■ Généralités

L'aménagement à 2x2 voies de la route nationale 88 reliant Lyon à Toulouse constitue un enjeu majeur pour le développement du département de la Haute-Loire. Classée grande liaison de l'aménagement du territoire, cette opération nécessite le doublement de viaducs très importants. Parmi ceux-ci figure le doublement du viaduc de la commune de Pont-Salomon qui doit son nom très probablement à sa situation privilégiée sur la route du Sel.

■ Le premier viaduc

Le premier viaduc a été construit de 1978 à 1981 par l'entreprise GFC. D'une longueur totale de 500 m, il comporte sept travées courantes de 70m et deux travées de rive de 40 m. Son tablier est un caisson en béton précontraint de 10,50 m de largeur totale, de hauteur variable paraboliquement entre 4,50 m et 1,80 m, avec deux âmes verticales de 40 cm d'épaisseur. Précontraint par des câbles 12T15S tous intérieurs au béton, il a été construit par encorbellements successifs, avec des voussoirs préfabriqués posés à la poutre de lancement. Les piles comportent des fûts rectangulaires creux, surmontés d'un chevêtre en béton armé, et sont fondées superficiellement. Les deux culées sont des culées remblayées, également fondées superficiellement. Les appareils d'appui sont en élastomère fretté, avec une capacité comprise entre 400 et 1000 tonnes.

2. Le nouveau viaduc

■ Le cahier des charges fonctionnel

Le profil en travers fonctionnel du nouveau viaduc comporte deux voies de circulation de 3,50 m, une bande dérasée de gauche de 0,75 m et une bande d'arrêt d'urgence de 2m, le tout étant déversé à 2,5 %. Son tracé en plan et son profil en long sont déduits de ceux du viaduc existant.

■ La philosophie de la conception

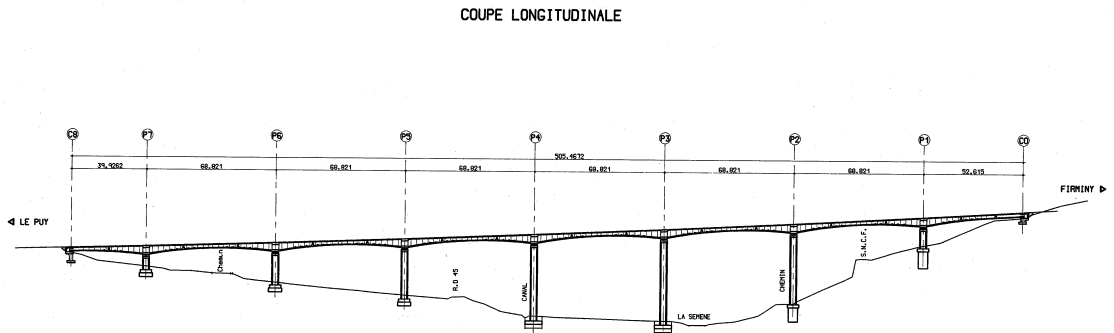
Le premier ouvrage s'insérant parfaitement dans le site, le nouvel ouvrage a été conçu par le CETE de Lyon, le SETRA et l'architecte Charles Lavigne pour offrir un aspect aussi proche que possible de celui présenté par le premier viaduc. Il n'est cependant pas rigoureusement identique au premier, comme nous allons le voir maintenant.

■ La conception du viaduc au stade du POA

Compte tenu de la courbure en plan de la voie portée (680 m), la longueur des travées courantes est de 68,82 m, au lieu de 70 m pour l'ouvrage existant. Compte tenu du biais des lignes de niveau sur le versant Est, la travée de rive Est est également significativement plus longue que celle du pont existant (52,61 m au lieu de 40 m). Au total, le nouvel ouvrage est ainsi plus long de 5 m que le premier (505 m au lieu de 500 m).

Transversalement, le tablier du nouvel ouvrage est un peu plus large que l'ouvrage existant (10,97 m au lieu de 10,50 m). Cette surlargeur est

► Coupe longitudinale du second ouvrage.



entièrement reprise par les deux encorbellements, l'entraxe des âmes devant être conservé pour obtenir un fût de pile de même largeur. Le tablier est également plus haut de 30 cm que le premier. Pour des raisons esthétiques, cet épaississement s'effectue sur toute la longueur de l'ouvrage et par le dessus. La précontrainte est mixte (câbles éclisses et câbles de fléaux de type 9T15S intérieurs, câbles de continuité de type 19T15S extérieurs), ce qui autorise des âmes de 35cm d'épaisseur.

Les appuis du nouveau pont présentent des caractéristiques très proches de celles des appuis de l'ouvrage existant. Les seules différences notables concernent les culées qui bénéficient de chambres de tirage permettant de changer si nécessaire les câbles extérieurs, les appareils d'appui, désormais à pots, ainsi que les fondations des piles P1 et P2. Pour ces deux appuis, le substratum étant plus bas que les semelles de l'ouvrage existant, des puits marocains ont dû être prévus.

Les superstructures prévues sur le tablier de l'ouvrage sont classiques : étanchéité principale de type feuille préfabriquée avec revêtement en asphalte, barrières BN4, corniche-caniveau en béton armé, étanchéité latérale par résine projetée à chaud, etc...

■ La conception du viaduc au stade du DCE

Après mise au point du dossier de POA sur la base des règlements français en vigueur (fascicule 61 titre II et BPEL91), le SETRA a engagé une série de calculs en flexions longitudinale et transversale basés cette fois-ci sur les projets d'Eurocode 1 et 2. Ces calculs n'ayant mis en valeur que des différences minimales limitées au nombre des câbles éclisses, le DCE a été lancé en contractualisant dans le CCAP et le CCTP les projets d'Eurocodes 1 et 2 qui avaient servi à établir le projet.

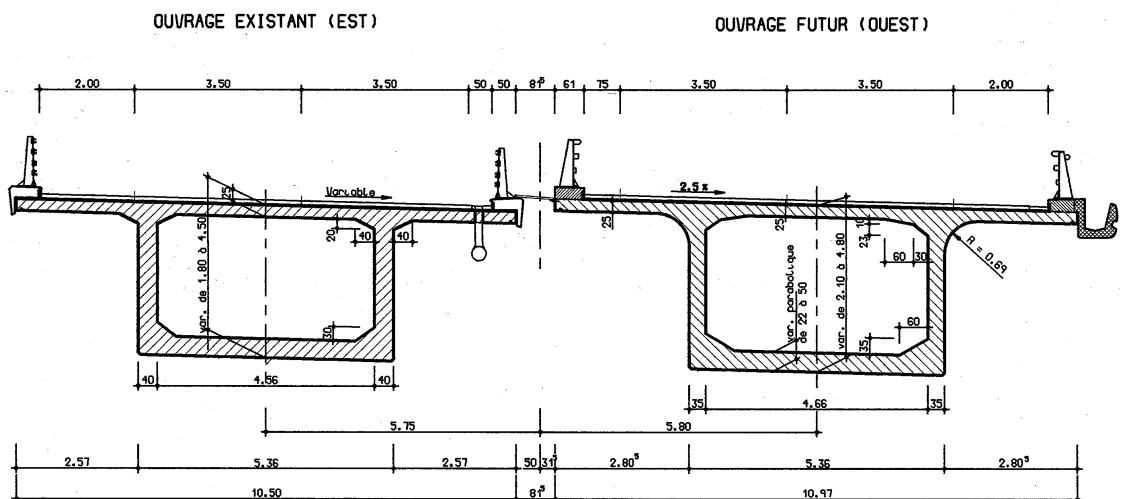
3. La dévolution des travaux

Les travaux ont fait l'objet d'un appel d'offres restreint au niveau européen en 1997.

Le règlement de la consultation autorisait les entreprises à présenter des variantes limitées aux points suivants :

- coffrage intérieur du caisson,
- précontrainte et découpage en voussoirs du tablier,
- phasage détaillé de construction,
- batardage des fondations des piles P3 et P4, pour lesquelles des venues d'eau importantes avaient été décelées pendant la reconnaissance géotechnique.

► Coupe transversale courante.



Le délai d'exécution était en outre laissé à l'initiative des entreprises.

En avril 1998, après analyse des 13 offres reçues, la DDE de Haute-Loire, maître d'œuvre, a décidé de confier les travaux au groupement d'entreprises GFC et SPIE CITRA, pour un montant de 59,6 MFTTC et dans le délai de 20 mois proposé par ce groupement.

4. L'exécution des travaux

■ La période de préparation

L'ordre de service de démarrer les travaux a été délivré le 10 décembre 1998. Il a été suivi par une période de préparation de six mois qui a permis à Europe Etudes Gecti, au CETE de Lyon et au SETRA de mettre au point une bonne partie des notes de calculs et plans d'exécution des appuis. Pendant cette période, il a aussi été procédé à de nombreux essais de convenance sur les bétons et en particulier sur le béton B40GS du tablier et des piles qui devait respecter de très nombreuses exigences (facteur d'espacement, écaillage, résistance au jeune âge, maintien de la rhéologie...) liées soit aux cadences de construction, soit aux conditions climatiques du site. Un demi-voussoir d'essai a également été réalisé afin de vérifier la qualité des parements obtenus et de mettre au point la méthodologie de bétonnage des voussoirs.

■ Les fondations

Les sept piles présentent des fondations différentes selon leur implantation dans la vallée de la Semène, un petit affluent de la Loire franchi par l'ouvrage.

En rive droite de celle-ci, l'exécution des fondations n'a pas posé de difficultés particulières. Les semelles des piles P3 à P7 sont fondées sur le substratum rocheux par l'intermédiaire d'un massif de gros béton dont l'épaisseur varie de 2 m à 3,50 m. On note que l'exécution des semelles de P3 et P4 a nécessité la réalisation de batardeaux en palplanches de module L4S, celui-ci étant justifié par les moyens de battage mis en œuvre pour l'ancrage dans le rocher sain.

En revanche, la réalisation des terrassements à l'explosif des puits marocains des piles P1 et P2 a imposé de nombreuses précautions du fait de la proximité du premier viaduc et de celle d'une



voie ferrée. Des tirs d'essais et une instrumentation de ces ouvrages ont notamment dû être réalisés pour optimiser les charges d'explosifs et le plan de tir, tout en garantissant des fréquences et des amplitudes de vibration acceptables par les infrastructures existantes.

■ Les fûts de piles

Composés de voiles plans de 40 cm d'épaisseur, les fûts de pile présentent une longueur de 5,60 m et une largeur de 3,60 m, pour une hauteur maximale de 45 m. Ils ont été réalisés par levées successives de 3,55 m de hauteur, à l'aide d'un outil coffrant composé de :

- quatre faces extérieures métalliques grim-pantes, raidies par des cerces extérieures en PRS (profilé reconstitué soudé) reprenant la poussée du béton frais,
- un noyau intérieur monobloc, auto-rétractable lors du levage, capable de s'élever automatiquement au niveau supérieur grâce à un système de clapets.

Grâce à cet outil et à la préfabrication des cages d'armatures, une cadence d'une levée par jour a



◀ Réalisation d'un puit marocain à l'explosif.

◀ Vue générale de l'outil de coffrage des piles.

► Détail du noyau intérieur articulé du coffrage des piles.



► Cale de stabilité sur boîte à sable.



► Équipages mobiles par « en-dessous ».



► Montage à blanc d'un équipage mobile.



pu être respectée pendant toute la durée du chantier. L'outil a permis également d'affranchir les parements des habituels trous des tiges de coffrage, ces tiges étant remplacées par les cerces métalliques déjà citées.

Au sommet des piles, l'utilisation de prédalles pour coffrer la sous-face des chevêtres a permis d'éviter un outil spécifique pour cette partie d'ouvrage. Cette disposition a également permis de supprimer les réservations nécessaires pour extraire ces éléments coffrants, réservations par ailleurs bien visibles sur le premier viaduc de 1978.

■ Le tablier

Les voussoirs sur pile ont été exécutés grâce à un outil posé sur une plate-forme conçue spécifiquement pour le chantier et ancrés en quatre points dans les têtes de pile. Cet outil permettait notamment de prendre en compte la forte variation des pentes des hourdis inférieur et supérieur due au profil en long parabolique de l'ouvrage. Longs de 9 m, ces voussoirs ont été coulés en deux phases, la reprise de bétonnage étant réalisée avec beaucoup de soin afin de préserver l'aspect général de l'ouvrage.

Chaque voussoir sur pile a ensuite été cloué sur sa pile. A l'origine, le groupement d'entreprises avait prévu de réaliser ce clouage par des barres de précontrainte traversant le voussoir sur pile et le chevêtre, plus simples à réutiliser que des câbles. Ce système fut toutefois abandonné et remplacé dès le premier fléau par douze câbles de précontrainte 7T15S, beaucoup plus adaptés pour suivre les légères déformations imposées aux gaines par la traversée des nombreux lits horizontaux d'armatures prévues dans les chevêtres et les entretoises sur piles.

De manière très classique, les voussoirs sur piles reposaient pendant toute la phase de construction du fléau sur des cales en béton posées sur des boîtes à sable métalliques. Après clavage du fléau N au fléau N-1 et matage des appareils d'appui à pot de la pile N, le tablier était transféré sur ses appuis définitifs par ouverture des boîtes et soufflage du sable. On notera qu'afin d'éviter les fuites de sable sous l'effet du pistonnement, chaque cale a été coffrée par la boîte à sable à laquelle elle était associée.

Le délai tendu de réalisation de l'ouvrage (20 mois dont seulement 14 de travaux) a nécessité la construction de deux paires d'équipages mobiles de type "par en-dessous". Compte tenu des accidents survenus récemment avec ce type d'outils, la maîtrise d'œuvre a procédé à de nombreuses vérifications en usine des principaux éléments porteurs de ces équipages, au titre du contrôle extérieur des ouvrages provisoires de première catégorie. En sus du contrôle interne effectué par l'entreprise, des essais de chargement ainsi que des contrôles des cordons de soudure ont conditionné l'autorisation de livraison des équipages sur le chantier.

D'une longueur unitaire de 3,53 m, les voussoirs courants ont été coulés suivant un cycle moyen de trois jours. Pour tenir cette cadence, une résistance minimale de 20MPa était requise à



20 heures. Un dosage en ciment de 430 kg/m^3 , supérieur aux 410 kg/m^3 minimaux imposés par le C.C.T.P., a permis de satisfaire cette exigence. La préfabrication des blocs d'about cylindriques des câbles de fléaux, au minimum un mois avant leur pose dans le ferrailage, a également contribué au bon enchaînement des cycles.

D'une manière générale, l'exécution du tablier s'est déroulée sans problèmes majeurs. Le court délai d'exécution, la géométrie du tablier, la présence de la voie ferrée passant entre les piles P1 et P2 et, bien sûr, la proximité du viaduc existant ont toutefois constitué pour le chantier des difficultés récurrentes.

■ La précontrainte

La précontrainte intérieure est composée de câbles 9T15S, comme prévu par le projet de base. Cette unité n'existant pas dans le procédé SEEE commercialisé par GTM, ce fabricant a fait une offre dérivée de son procédé FUT 12T15S (9 torons, plaques de 12T15S avec 9 trous, vérins de 12T15S...). Après consultation de la Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP), cette proposition a été acceptée par la maîtrise d'œuvre.

La précontrainte extérieure est composée de câbles 19T15S, également du procédé SEEE, et de gaines en PEHD. Cette précontrainte est bien sûr démontable.

L'ensemble des injections a été fait avec le coulis "Superstressem". Ce coulis étant titulaire d'un avis technique favorable du LCPC, les épreuves de convenance ont été réduites au minimum.

■ Les engins de levage

La réalisation en 14 mois seulement du génie civil de l'ouvrage et la morphologie de la vallée de la Semène ont nécessité l'installation de cinq grues à tour. L'une d'entre elles a été équipée d'une cabine ascensionnelle à positionnement variable. Ce système, expérimenté pour la première fois en France mais déjà utilisé en Suède depuis plusieurs années, permet au grutier d'accéder sans effort en tout point de la hauteur de la grue. Il lui permet également de choisir sa hauteur de travail, ce qui améliore la précision des manoeuvres et la communication avec les agents au sol.

■ Autres travaux

La mise en service du nouveau viaduc est prévue au début du mois de juillet 2000. Elle sera suivie d'une remise à niveau des superstructures de l'ancien viaduc (reprise des zones de béton dégradées, pose d'un collecteur en PEHD sous les gargouilles, reprise des barrières de sécurité en alliage d'aluminium, etc...).

L'ensemble de la section devrait être mis en service d'ici la fin de l'année 2000.

**Frédéric DALLOT, Vincent DEWILDE,
Daniel de MATTEIS, Ferreydoun TAVAKOLI ■**

◀ Blocs d'about préfabriqués cylindriques.

◀ Cabine ascensionnelle expérimentale.

◀ L'ouvrage après doublement.

Frédéric DALLOT

Entreprise GFC
Tel : 04 72 81 18 18

Vincent DEWILDE

ITPE - DDE de la Haute Loire
Tel : 04 71 05 83 84

Daniel de MATTEIS

IDTPE - DGO
SETRA - CTOA
Tel : 01 46 11 32 12

Ferreydoun TAVAKOLI

Ingénieur - CETE LYON
Tel : 04 74 27 53 84

Conseils pour la vérification des armatures passives dans les projets de renforcement d'ouvrages avec des matériaux composites

Le renforcement d'un ouvrage en béton armé ou béton précontraint avec des matériaux composites (tissus ou plaques rigides) doit être justifié vis-à-vis des ELS et des ELU, outre les justifications particulières de longueur d'ancrage, de rupture à l'interface béton / matériau composite et de rupture dans le béton d'enrobage en zone tendue. Certains projets de réparation ont montré qu'il n'était pas possible de satisfaire économiquement, dans les armatures passives, les contraintes limites du BAEL en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable mais également en cas de fissuration peu préjudiciable, où il est souhaitable de limiter les contraintes dans ces armatures à une valeur raisonnable de 280 à 300 MPa, pour éviter une fissuration excessive (ce peut être le cas des sections rectangulaires dimensionnées au plus juste à l'ELU).

Des recommandations de calcul, actuellement en cours de rédaction par un groupe de travail de l'AFGC, pourraient être disponibles courant 2001. Dans l'attente de ces prescriptions, le présent article permet de faire le point sur la possibilité de relever les limites de contraintes ELS dans le cas des réparations avec des matériaux composites. Certains points sur l'exécution y sont aussi traités.

Dans le BAEL, les raisons de la limitation des contraintes de traction des armatures de béton armé prévues sont les suivantes :

- au droit des fissures, il y a une surtension locale dans l'armature de béton armé qui peut entraîner des déformations plastiques bien que les contraintes moyennes calculées restent inférieures à f_e ,
- une contrainte trop importante dans les aciers entraîne une ouverture de fissure qui peut diminuer la durabilité de l'ouvrage par corrosion notamment,
- sous charges répétées, si l'acier est soumis à une contrainte proche de la limite élastique à chaque cycle, l'armature peut casser par fatigue oligocyclique (ceci est exclu si l'ELS rare seul est considéré).

Dans le cas particulier du renforcement par matériaux composites, il est possible de relever ces limites de contraintes admissibles pour les raisons suivantes issues des observations expérimentales :

- en présence d'un renforcement par matériaux composites, la fissuration est mieux répartie, ce qui entraîne que :
 - les fissures sont moins ouvertes et les surcontraintes au droit des fissures sont donc moins importantes,
 - les fissures étant moins ouvertes, il y a moins de risques en ce qui concerne la corrosion ;
- par ailleurs, si le matériau composite recouvre complètement le béton dans la zone tendue, il apporte une certaine protection et la fissuration ne devrait plus être considérée comme préjudiciable.

Les essais étant effectués, en nombre limité, sur des éléments de petites dimensions, le faible recul sur le comportement dans le temps de ces types de réparations doit inciter les ingénieurs à la prudence, notamment en n'augmentant pas trop la contrainte limite ; en effet, la fréquence et l'importance des chargements pourraient entraîner des phénomènes de fatigue et obliger à des réparations "au carré".

Dans l'état actuel des connaissances, nous proposons donc trois approches :

- faire un calcul d'ouverture de fissures, en limitant, pour la fissuration préjudiciable (couverture non complète de la partie tendue par du composite) une ouverture maximum de 0,3 mm en BA, 0,2 mm en BP, et 0,4 mm dans les autres cas (fissuration non préjudiciable) ; ces valeurs d'ouverture de fissures sont issues des Eurocodes. Dans cette approche, on peut augmenter la limite de contrainte dans les aciers au delà de $0,8 f_e$ sans pour autant les plastifier. Une valeur de $0,95 f_e$ pourrait être retenue en première approximation. Toutefois, dans le cas de chargements cycliques répétés pouvant entraîner

de la fatigue, la contrainte ne devra pas dépasser $0,8 f_e$ dans ces cas de chargements.

- ne pas faire de calcul d'ouverture de fissures mais limiter la traction des aciers à $0,8 f_e$.
- négliger la contribution des aciers passifs à l'ELS.

Dans tous les cas, on devra également s'assurer que la structure réparée ne présente pas d'insuffisance vis-à-vis de la fragilité en vérifiant que sa résistance ultime est au moins supérieure à la résistance à la fissuration avec un coefficient de sécurité suffisant.

En outre, pour les poutres, le matériau composite devra remonter sur les âmes de façon à couvrir

une éventuelle rupture dans la couche de béton d'enrobage tout en enrobant correctement "la section d'enrobage" des armatures de béton armé.

Enfin, avant toute réparation, des vérifications indispensables seront à faire (profondeur de carbonatation, teneur en chlorures, mesure du potentiel, examen visuel) afin de s'assurer que les armatures ne sont pas soumises au développement d'une corrosion généralisée qui risque d'entraîner la délamination du béton d'enrobage et rendre la réparation inefficace.

**Daniel POINEAU, Frédéric LEGERON,
Emmanuel BOUCHON ■**

Daniel POINEAU

IDTPE-CA – DGO
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 82

Frédéric LEGERON

ITPE – DGO
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 35 66

Emmanuel BOUCHON

ICPC Chef de la DGO
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 32 80

Le nouveau pont Ouest à Orléans

Les études de conception

Le nouveau Pont Ouest à Orléans, largement décrit dans la rubrique "Ouvrages marquants" du présent Bulletin Ouvrages d'Art, a fait l'objet de calculs détaillés originaux lors de sa conception peu classique souhaitée par l'équipe lauréate du concours de maîtrise d'œuvre (SETEC TPI (BET mandataire), Santiago Calatrava (architecte et ingénieur) et SIGNES (paysagiste)).

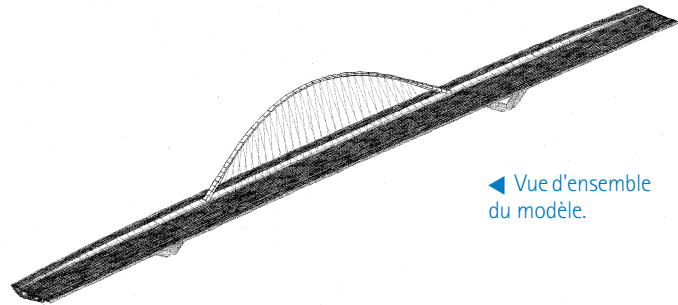
Nous présentons donc, dans le présent article, les études particulières liées à la conception de cet ouvrage.

1. La modélisation Pythagore

Le modèle de calcul a été réalisé avec le programme Pythagore de SETEC-TPI. Il a été choisi de réaliser un modèle "le plus simple possible" compte tenu du comportement mécanique complexe de l'ouvrage.

■ 1.1. Éléments du modèle

Le tablier est représenté par une file longitudinale d'éléments, définis géométriquement à l'axe de la chaussée, mais ces éléments utilisés offrent la possibilité de décaler les fibres des centres d'inertie et des centres de cisaillement. Ces deux dernières fibres sont donc à leur position géométrique exacte. La définition des sections et le calcul de leurs caractéristiques a pour sa part fait l'objet d'un travail soigné, qui a suivi les évolutions au fur et à mesure des études d'exécution réalisées par le bureau d'études Greisch. A cette file d'éléments ont été liées une file reliant les



◀ Vue d'ensemble du modèle.

centres de gravité des corniches aval et une autre au centre du trottoir Ouest, pour des raisons pratiques tenant aux chargements automatiques de ces lignes courbes.

L'arc est représenté par des éléments joignant des nœuds situés sur sa fibre moyenne. Des liaisons évolutives ont été introduites au droit des raccords de montage pour représenter convenablement les phases de sa mise en place. Cet arc est lié au tablier par des "éléments indéformables", qui se traduisent au plan informatique par le fait que les déplacements des nœuds de naissance d'arc sont une combinaison linéaire des déplacements des nœuds du tablier. Les nœuds correspondants du tablier ont été choisis à l'intersection de la fibre moyenne de l'arc et du plan contenant les axes principaux d'inertie du tablier.

Des éléments de poutre au comportement viscoélastique linéaire conforme aux lois de fluage décrites au BPEL représentent le comportement des branches. Les appuis du tablier sont des liaisons laissant indépendants les degrés de liberté de rotation mais liant rigidement les degrés de libertés de translation. Des éléments de grande raideur lient ces appuis à la fibre moyenne du tablier.

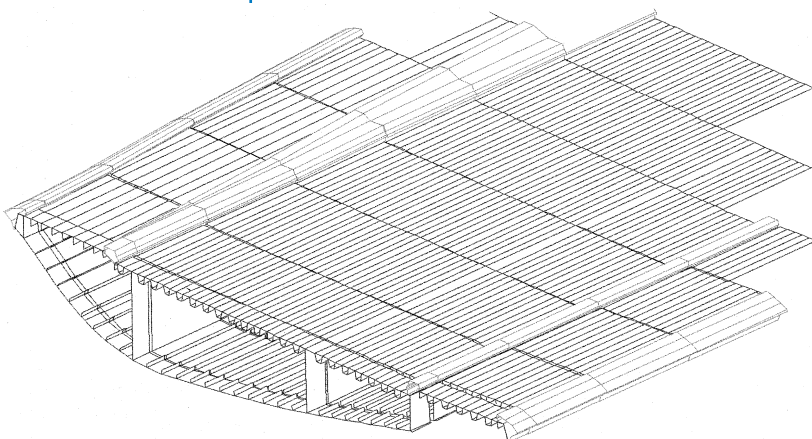
■ 1.2. Caractéristiques des sections

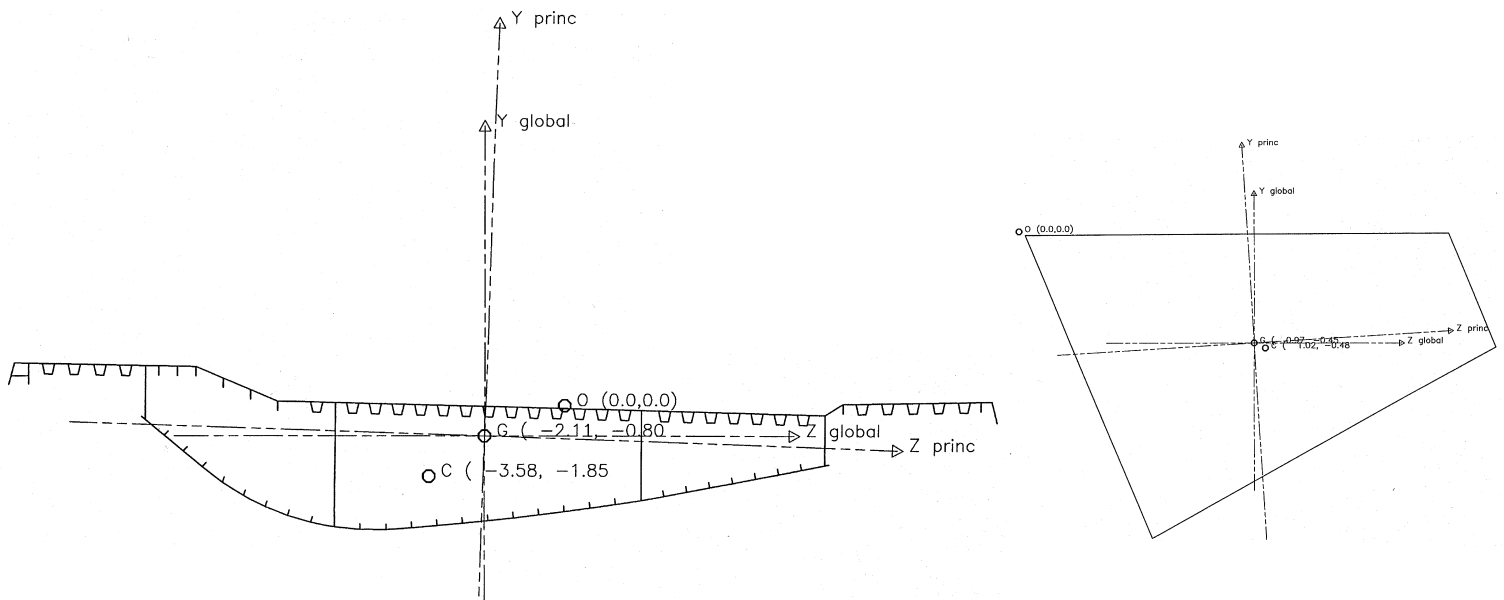
Des sections "types" du tablier et de l'arc sont représentées ci-après.

Elles mettent en évidence l'inclinaison des axes principaux d'inertie, et les décalages entre les centres d'inertie et les centres de cisaillement.

Ces modèles de section ont été reproduits à chaque changement d'épaisseur ou de largeur du tablier, pour assurer une bonne représentation des courbures des lignes des centres de torsion et de gravité.

▼ Détail de l'extrémité du caisson.





■ 1.3. Charges permanentes

L'un des objectifs de ce modèle étant la représentation convenable des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage, notamment en torsion, une attention particulière a été apportée à la définition des charges permanentes, celles-ci servant ensuite à l'assemblage de la matrice de masse. En particulier le calcul de la position des divers éléments des superstructures et l'évaluation de leurs inerties massiques ont été nécessaires.

Le pré-processeur de section du programme a donc été utile, particulièrement pour la "banquette" en béton séparant le trottoir côté aval de la chaussée. En effet cette "banquette" est de largeur variable, et d'une géométrie spatiale relativement complexe.

La mise au point d'un module de génération automatique de fichiers Autocad DXF présentant tous les contours des éléments et des masses additionnelles a été également très utile pour les vérifications de position, de forme et d'orientation des différents éléments.

2. Le phasage de construction

La prise en compte détaillée du phasage de construction est indispensable pour connaître étape par étape le comportement de la structure. Le programme Pythagore permet le calcul automatique et chaîné des différentes phases, en tenant compte au fil du temps du fluage des piles tripodes. Le phasage pris en compte a été actualisé en fonction de la mise à jour des plannings de l'entreprise.

L'étude de sol et les calculs aux éléments finis réalisés par la société SIMECSOL ont permis

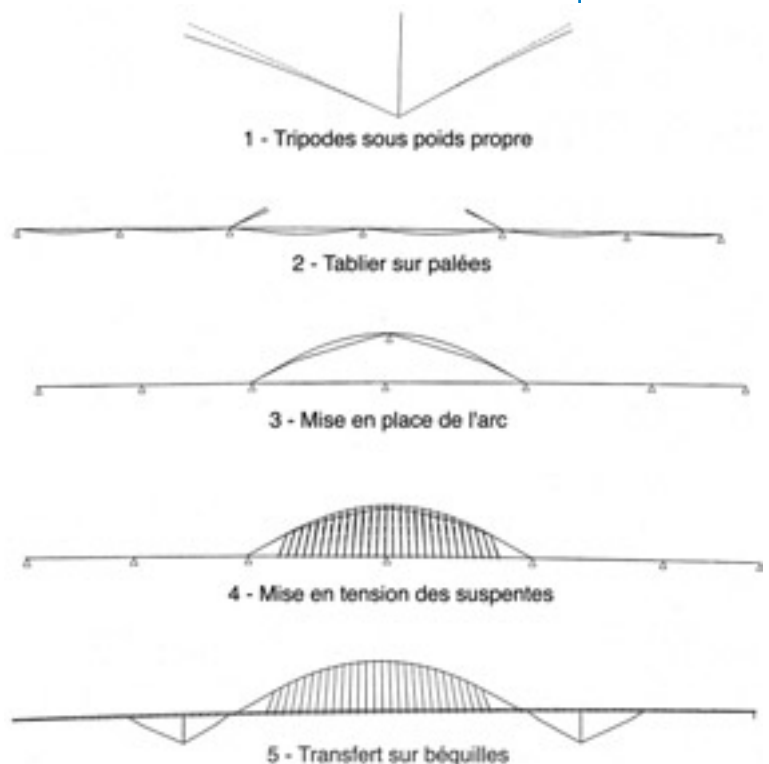
d'estimer des matrices de raideur des fondations et d'en déduire l'influence de la souplesse des fondations. Des estimations hautes et basses ont été fournies. Les estimations hautes n'ont pas été utilisées pour ce calcul, car elles ont été remplacées par une condition d'encastrement parfait du socle de fondation. Les estimations basses ont été utilisées à titre de comparaison.

Influence sur les réactions d'appui :

Les calculs menés ont montré qu'un assouplissement des fondations conduit à une diminution de 20% des efforts de poussée. D'une manière générale, l'assouplissement des fondations conduit à des réductions d'effort dans les parties les plus sensibles de la structure.

▲ Modélisation de la section de tablier et de la section de l'arc

▼ Déformées de la structure aux différentes étapes de construction.



Influence sur les déplacements :

Les déplacements sous charges permanentes à mi-travée, au temps infini, au droit de la corniche amont (qui cumule donc les déplacements de torsion et de flexion) sont de 42 cm vers le bas dans l'hypothèse "fondations souples" et 39 cm dans l'hypothèse "fondations raides". Cette différence minime cache des répartitions assez différentes des contributions de la flexion et de la torsion. En effet, dans le cas "fondations souples" la ligne de centre de la chaussée se déplace de 26 cm, contre 21 cm dans le cas des fondations raides. La souplesse des fondations contribue donc à augmenter les déplacements de flexion et à diminuer les rotations des sections du tablier.

3. Le fonctionnement mécanique de l'ouvrage

■ 3.1. Fonctionnement "en élévation"

Le schéma statique de l'ouvrage est fortement influencé par le phasage de construction. Deux phases sont essentielles à sa compréhension :

Matage des appuis :

A cet instant l'ouvrage est sur palées provisoires. Ces palées ne bloquent pas d'efforts horizontaux importants, et, sous l'effet de la mise en tension des suspentes, l'ouvrage a presque décollé de ses appuis situés sous la grande travée (il ne reste qu'une réaction d'appui de 88 t côté Est, et le côté Ouest a décollé). Cette travée fonctionne donc presque en bow-string, c'est à dire que les composantes horizontales des poussées de l'arc sont équilibrées par les tractions correspondantes dans le tablier. Ces composantes sont de 1100 tonnes.

Retrait des palées provisoires :

La mise en compression des branches entraîne une mise en compression globale du bow-string, de l'ordre de 450 t pour le tablier et 400 t pour l'arc. Inversement les parties de tablier situées dans l'espace au dessus des piles tripodes sont fortement mises en traction.

A l'issue de ces deux phases, la traction dans le tablier est d'un peu moins de 600 t dans la grande travée. Elle restera pratiquement inchangée (hors effets thermiques) au cours de la vie de l'ouvrage, les poussées supplémentaires

de l'arc étant transmises directement aux fondations. La compression de l'arc augmentera ensuite lors de la mise en place des superstructures jusqu'à 2200 t (composante horizontale). Cet effort sera décomposé en 1600 t de réaction d'appui horizontale, et 600 t de traction dans le tablier.

Pour tous les chargements ultérieurs, sauf les chargements thermiques, l'ouvrage se comporte comme un tablier à arc supérieur, dont les poussées sont transmises aux fondations (et non pas au tablier comme pour un bow-string).

■ 3.2. Fonctionnement en torsion

Le tablier de l'ouvrage est porté principalement par une nappe de suspentes ancrée à 5 m du centre de masse du tablier, et à 7 m de l'axe des chaussées. La reprise des charges permanentes du tablier génère donc un couple de torsion réparti égal au produit de ce décalage du centre de masse par la charge appliquée. Ce couple de torsion est repris par le seul caisson du tablier, encastré à la torsion sur les piles tripodes distantes de 200 m. La capacité du tablier à résister aux efforts de torsion, notamment sous l'effet des charges permanentes, est donc un élément clé de son dimensionnement. Par ailleurs les déformations permanentes engendrées par ce couple de torsion doivent être compensés par des contreflèches.

Une des principales originalités de cet ouvrage, sur le plan mécanique, provient donc de son comportement à la torsion, principalement sous charges permanentes.

D'autre part l'examen de la section transversale courante du tablier, fortement dissymétrique, fait apparaître un décalage transversal important du centre de cisaillement par rapport au centre d'inertie de la section, caractéristique assez rare pour les ouvrages en caisson, et qui doit impérativement être prise en compte dans les calculs généraux de structure.

■ 3.3. Fonctionnement en plan

L'inclinaison du système de suspension du tablier a pour conséquence l'existence de forces internes horizontales perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage (notamment la composante horizontale de la tension dans les suspentes), même sous le seul effet d'un chargement vertical, et y compris sous charges permanentes.

Le tablier est donc soumis, comme conséquence indirecte des charges verticales qui lui sont appliquées, à une flexion d'axe vertical.

Jusqu'à la phase de blocage transversal des appuis sur culées, cette flexion a pour conséquence des déplacements transversaux des points d'appui correspondants, et une flexion des branches des piles tripodes. Les déplacements en question sont importants (jusqu'à 17cm) et doivent être compensés par des contreflèches.

Lors des phases ultérieures, les déplacements transversaux sur culées sont bloqués, et ce blocage engendre des réactions d'appuis transversales différentielles entre les fondations des piles tripodes et les appuis sur culées. Ces réactions ont pour origine d'une part les efforts verticaux de service, d'autre part les effets du fluage des branches des piles tripodes.

4. Les calculs en grands déplacements

■ 4.1. Introduction

Compte tenu des efforts normaux très importants et de l'élanement de l'arc, les calculs traditionnels selon les lois de la Résistance des Matériaux devaient être complétés pour répondre aux questions suivantes :

- Y a-t-il risque d'instabilité élastique d'ensemble de la structure ?
- Le comportement RDM, même en l'absence d'instabilité, est-il représentatif du comportement réel de la structure ?

La seconde question se pose notamment dans les cas où des déplacements importants sont attendus, en particulier pour les cas de rupture accidentelle de suspentes (ELU accidentel).

■ 4.2. Détection des instabilités élastiques

Les modes de flambement sont obtenus par la recherche des valeurs propres λ telles que $\det(K + \lambda G) = 0$, où K est la matrice de raideur de la structure et G la "matrice géométrique" permettant de tenir compte du travail des efforts normaux au cours des déplacements des nœuds de la structure.

Cette matrice G dépend linéairement des efforts normaux dans les éléments. Elle est donc fonction du cas de charge considéré. Ainsi si pour un déplacement élémentaire donné D on a : $(K + G) \times D = 0$, ce qui signifie que le travail des

forces élastiques est juste annulé par le travail des efforts normaux dans ce déplacement. Ce déplacement se produit donc à énergie nulle. Aucune force élastique ne "résiste" au déplacement. Rien ne s'oppose au mouvement. C'est une instabilité.

La valeur propre λ représente alors "la valeur par laquelle on devrait multiplier tous les efforts normaux" pour avoir un flambement d'Euler, ou, ce qui revient au même, "la valeur par laquelle on devrait diviser tous les modules d'élasticité". Le vecteur propre associé est appelé "mode de flambement" de la structure.

Il va de soi que seules les plus petites valeurs de λ nous intéressent. Elles nous donnent une indication sur "l'éloignement" des phénomènes de flambement vis-à-vis du cas de charge choisi.

On considère ainsi généralement que si les états limites de service ont tous un $\lambda > 3$, les risques d'instabilité sont très réduits. Dans le cas contraire un calcul complet en grands déplacements est nécessaire à l'état limite ultime.

Le mode de flambement nous renseigne ainsi sur le type d'instabilité à attendre.

Dans le cas d'une structure au comportement funiculaire, il sert également à produire une "déformée initiale" pour les calculs en grands déplacements.

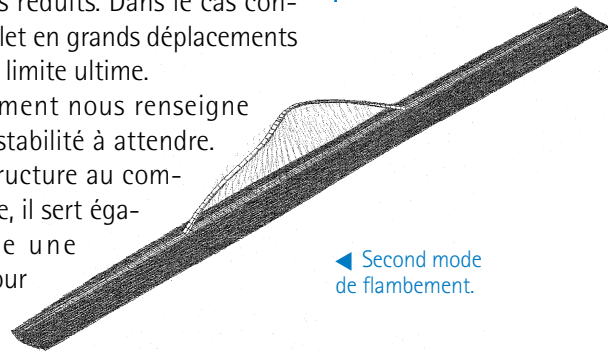
Dans le cas du pont d'Orléans, nous avons calculé ces valeurs et vecteurs propres pour le cas "charges permanentes seules au temps infini".

Les trois valeurs les plus basses sont respectivement 3.43, 4.03, et 5.93. Ces valeurs étant calculées sous charges permanentes, il est à peu près certain que pour un cas ELS au moins la valeur λ est inférieure à 3, ce qui indique qu'un calcul en grands déplacements (non linéaire) doit donc être mené.

■ 4.3. Calculs en grands déplacements

Calculs phasés en cours de construction :

Les calculs en grands déplacements (translations et rotations) permettent de s'assurer de l'équilibre de la structure dans la géométrie déformée. Ils sont donc très sensibles à toute modification de la géométrie. En particulier il est nécessaire, lorsqu'on fait un calcul en grands déplacements, de partir d'une géométrie contrefléchée. A défaut d'une définition convenable des contre-



◀ Second mode de flambement.

flèches, le calcul cherche l'équilibre dans un état qui n'est pas celui de la structure.

Ces contreflèches doivent être déterminées par un calcul décrivant les différentes phases de la construction, identique à celui présenté au paragraphe 2 ci-dessus, mais en grands déplacements cette fois.

La méthode de détermination des contreflèches exactes en grands déplacements est la suivante : les contreflèches sont supposées dans un premier temps prises opposées aux déplacements des nœuds du modèle ; le calcul est alors repris,

et les écarts obtenus en fin de calcul sont ajoutés aux contreflèches de la première phase.

Le processus est répété autant de fois que nécessaire pour que la géométrie finale soit très proche de la géométrie désirée. L'expérience montre que le processus converge rapidement (après 5 itérations les écarts sont inférieurs au millimètre pour le tablier et à 5mm pour l'arc).

Le tableau ci-après compare les contreflèches obtenues par le calcul en grands déplacements à celles données par le calcul traditionnel au 1er ordre.

	Arc , contreflèche verticale maximale	Arc, contreflèche transversale maximale	Tablier, contreflèche verticale maximale	Tablier, contreflèche transversale maximale
Calcul RDM	0.41	0.113	0.215	0.172
Calcul en grands déplacements	0.38	0.170	0.216	0.168

Calculs à l'état limite ultime :

L'objectif de ce calcul étant de s'assurer de l'équilibre de l'arc, on devra :

- donner un " défaut initial " proportionnel au premier mode de flambement,
- rechercher le cas de charge ELU donnant les efforts normaux les plus importants dans l'arc.

Cas de charge ELU : 1.35 G + 1.35 Tf + 1.6 A(l)

où :

- G = charges permanentes
- Tf = variations fréquentes de température (l'élévation de température vaut 0.6*30°)
- A(l) = chargement routier et trottoirs réglementaire par lignes d'influence ; le cas défavorable consiste à charger la grande travée seule sur toute sa surface.

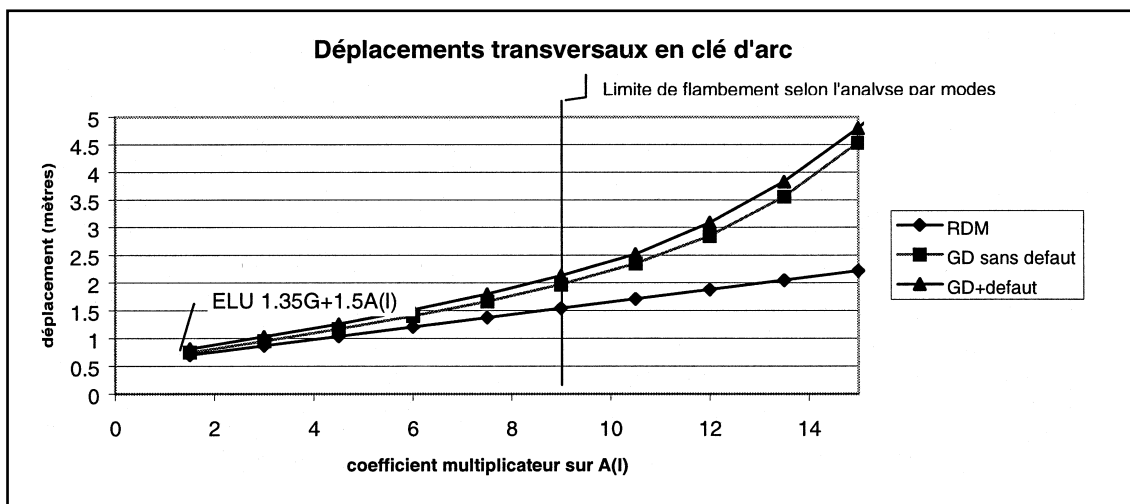
Ce cas de charge fait intervenir, contrairement à l'usage, les effets thermiques à l'état limite

ultime ; il a en effet été envisagé, en accord avec le SETRA, compte tenu de l'importance des efforts développés par les dilatations empêchées de la structure. Il s'agit toutefois d'un cas très pénalisant, puisque le moindre assouplissement par plastification des fondations, des branches ou de la structure conduit à une disparition immédiate de ces efforts.

Les résultats ont indiqué des différences minimales entre les comportements linéaire et non-linéaire.

Etude de stabilité élastique :

A partir du cas de charge précédemment défini, il a été procédé à une augmentation progressive de la surcharge routière. Le graphique ci-après compare les déplacements en clé d'arc obtenus par le calcul au 1^{er} ordre et par le calcul en grands déplacements, en fonction du coefficient multiplicateur sur A(l).



On peut en tirer 2 conclusions :

1 - contrairement à ce qui se produit pour un arc simple, le " flambement " n'est pas un phénomène brutal. Le comportement non linéaire est progressif.
2 - des écarts très sensibles entre le comportement linéaire et le comportement non-linéaire apparaissent bien avant la " charge critique ", ce qui justifie la nécessité du calcul non-linéaire. Celui-ci montre toutefois qu'à l'état limite ultime les effets des non-linéarités sont encore modérés.

Cas de ruptures de suspentes :

Des cas de charges d'état limite ultime accidentel ont été envisagés sous la forme de rupture de 4 suspentes consécutives parmi les suspentes "côté chaussée" qui sont proches des convois routiers, comme c'est l'usage pour les cas accidentels. Trois cas ont été envisagés, les suspentes concernées étant au quart, au milieu ou aux trois quarts de la travée. Seul les résultats du premier cas sont présentés ici.

5. Les calculs de détail

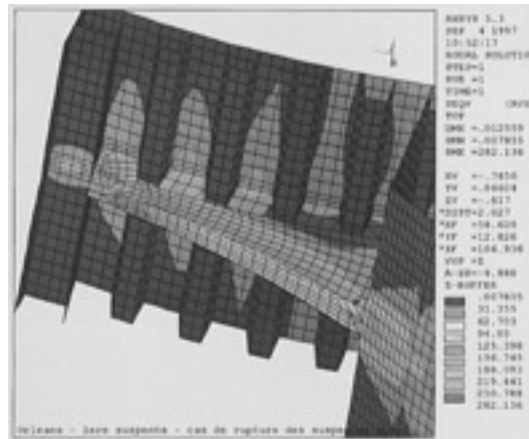
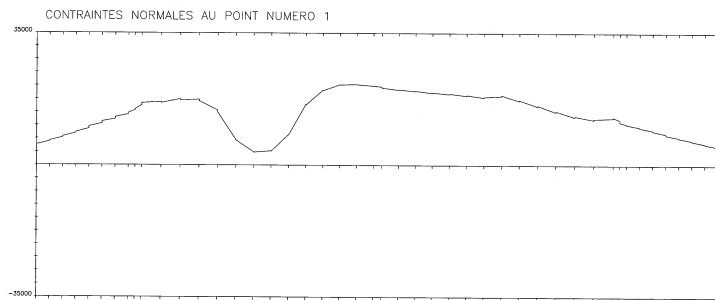
Afin de vérifier s'il était légitime, compte tenu des conditions d'appui et de la grande largeur du tablier, de continuer à appliquer les hypothèses de Navier et de procéder à un calcul " à barres ", le concepteur a procédé à un calcul détaillé de l'environnement de la zone des tripodes. Le calcul a été conduit à l'aide du logiciel Ansys. Il a été complété lors des études d'exécution par le bureau d'études Greisch, à l'aide du logiciel FinelG

Ce calcul avait pour but de modéliser :

- le caisson et ses diaphragmes courants et renforcés, notamment dans la zone des appuis,
- la transition entre le pied d'arc et l'arc, en particulier dans sa traversée du caisson,
- l'attache de la tôle inférieure du caisson sur le pied d'arc.

Le gauchissement de la section reste faible et le calcul classique à barre est largement validé en dehors des zones d'appui sur les tripodes.

Cette étude a également permis de déterminer avec précision les zones à renforcer, de vérifier la validité du dessin des raidisseurs prévus dans la zone des tripodes, de finaliser la géométrie de l'épanouissement de l'arc à son accroche sur le tablier. Elle a enfin permis de déterminer la nature des diaphragmes ; ceux-ci sont pleins



▲ État de l'arc après rupture de 4 suspentes.

◀ Cas de rupture de suspentes.

avec seulement un passage d'homme au droit des branches des tripodes et plus largement ouverts dans les autres zones.

Entre les deux branches longitudinales, des âmes complémentaires obliques règnent partiellement et contribuent à la diffusion de la composante horizontale de l'effort en provenance de la béquille tout en diminuant les déformations localisées excessives.

Au niveau des études d'exécution, le bureau d'études Greisch a suggéré quelques adaptations géométriques dans les zones d'appui afin de simplifier la fabrication.

D'autres calculs en coques ont été développés à l'aide du logiciel Ansys pour vérifier localement la résistance des encorbellements de rive sous l'effet de l'accroissement de charge des suspentes côté trottoir (cas de rupture de suspentes côté chaussée), et pour vérifier la résistance de la dalle orthotrope en zone courante et sur les encorbellements latéraux sous l'effet des pressions localisées dues aux charges routières.

6. Calculs dynamiques et effets du vent

■ 6.1. Essais en soufflerie

Compte tenu de la géométrie originale en " aile d'avion " du caisson et de la grande finesse de l'arc, il a été jugé nécessaire de vérifier le bon comportement de l'ouvrage vis à vis des effets du vent turbulent.

Des essais, commandés au Danish Maritime Institute, ont été réalisés en soufflerie à écoulement turbulent sur modèles de section du tablier au 1/80^e et de l'arc au 1/20^e.

Le tablier

La maquette en bois de 1.25 m de longueur a été réalisée avec les équipements du pont (barrières et garde-corps en particulier).

Le tablier n'étant pas symétrique, deux séries d'essais ont été réalisés, pour vent d'Est et pour vent d'Ouest. Pour minimiser les effets dus aux faibles nombres de Reynolds pendant les essais, la rugosité de surface de la maquette a été augmentée par collage de grains de sable sur toute sa surface.

La distance entre la partie inférieure du tablier et le niveau de la Loire a été reproduite grâce à un faux plancher disposé sous le modèle.

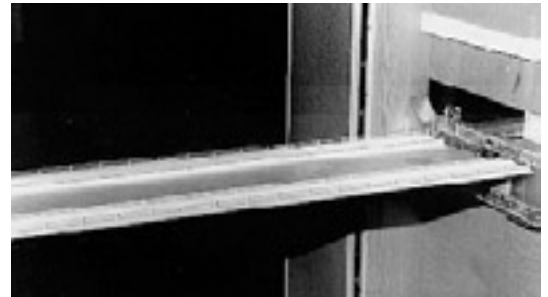
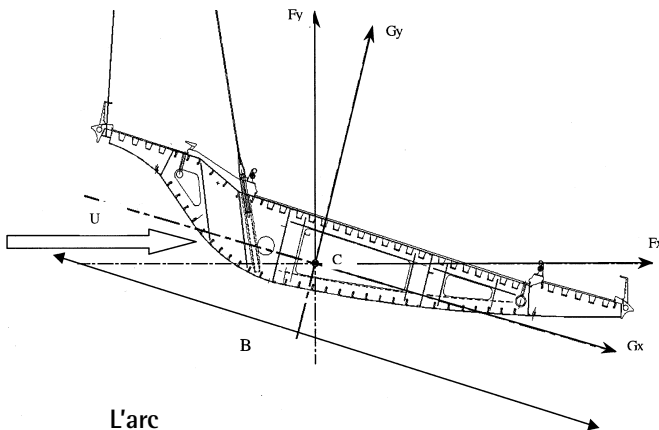
Les essais ont été réalisés en écoulement turbulent (7 % d'intensité de turbulence longitudinale), à une vitesse moyenne d'écoulement de 19 m/s. Les générateurs de turbulence, triangulaires, ont créé des échelles de turbulence de l'ordre de 2 fois la largeur de la maquette.

Des pesages réalisés grâce à des dynamomètres aux extrémités de la maquette ont permis le calcul des coefficients aérodynamiques stationnaires en traînée (C_X), portance (C_Z) et torsion (C_M).

Vent d'Ouest				Vent d'Est			
$C_X (0^\circ)$	0.119	$C'_X (-1^\circ,+1^\circ)$	0.038	$C_X (0^\circ)$	0.139	$C'_X (-1^\circ,+1^\circ)$	-0.14
$C_Z (0^\circ)$	-0.076	$C'_Z (-2^\circ,+2^\circ)$	3.66	$C_Z (0^\circ)$	0.038	$C'_Z (-2^\circ,+2^\circ)$	6.60
$C_M (0^\circ)$	0.110	$C'_M (-2^\circ,+2^\circ)$	0.217	$C_M (0^\circ)$	0.116	$C'_M (-2^\circ,+2^\circ)$	1.80

► Section de la maquette du tablier.

►► Vue de la maquette de la section du tablier dans la soufflerie du DMI.



L'arc

La maquette de l'arc, de 1.25 m de long, a été construite en bois au 1/20^e. De même que pour le tablier, l'arc n'étant pas symé-

trique, deux essais ont été réalisés, un pour le vent d'Est et l'autre pour le vent d'Ouest.

Vent d'Ouest				Vent d'Est			
$C_X (0^\circ)$	1.482	$C'_X (-1^\circ,+1^\circ)$	1.84	$C_X (0^\circ)$	0.974	$C'_X (-1^\circ,+1^\circ)$	1.43
$C_Z (0^\circ)$	1.041	$C'_Z (-2^\circ,+2^\circ)$	-1.99	$C_Z (0^\circ)$	1.255	$C'_Z (-2^\circ,+2^\circ)$	-2.31
$C_M (0^\circ)$	0.179	$C'_M (-2^\circ,+2^\circ)$	-0.42	$C_M (0^\circ)$	0.107	$C'_M (-2^\circ,+2^\circ)$	-0.37

On peut constater que C'_Z est négatif, ce qui indique que la contribution de l'arc à l'amortissement aérodynamique pourra être négative pour certains modes de vibration. On devra donc vérifier qu'aucune instabilité n'est à craindre.

- de la vitesse moyenne de temps de retour 50 ans (29.5 m/s pour le vent d'Ouest, et 17.5 m/s pour le vent d'Est),
- des caractéristiques de la turbulence ($I_u = 14\%$ pour le vent d'Ouest et 30 % pour le vent d'Est).

■ 6.2. Estimation des caractéristiques du vent

L'estimation des caractéristiques du vent a également été confiée au Danish Maritime Institute. Elle a consisté en la détermination :

■ 6.3. Caractéristiques dynamiques de l'ouvrage

Les caractéristiques dynamiques modales de l'ouvrage équipé de ses superstructures ont été

déterminées à partir du modèle de calcul Pythagore décrit ci-dessus.

Mode	Fréquence	Période (s)	Masse généralisée (tonnes)
1	0.599	1.669	242.46
2	1.001	0.998	2066.55
3	1.041	0.960	1359.75
4	1.181	0.846	271.20
5	1.255	0.796	229.91
6	1.630	0.613	1132.03
7	1.837	0.544	740.89
8	1.872	0.534	1331.77
9	2.110	0.473	515.91
10	2.355	0.424	435.56
11	2.393	0.417	720.69
12	2.669	0.374	1610.54
13	2.789	0.358	584.21
14	2.869	0.348	1152.85

■ 6.4. Calcul de la réponse au vent turbulent

Les calculs au vent turbulent réalisés à l'aide du programme Vent de SETEC TPI ont permis d'exprimer, pour chacun des modes propres de la structure, et pour chacune des deux directions du vent :

- l'amortissement aérodynamique du mode propre complet,
- l'amplitude des mouvements attendus de la structure.

Il apparaît ainsi que, compte tenu de la participation du tablier, les 10 premiers modes propres de la structure bénéficient d'un amortissement aérodynamique positif. Les risques d'une instabilité dynamique par "galop" de l'arc sont donc écartés.

D'autre part les amplitudes attendues, bien qu'importantes (13 cm en clé d'arc sous l'effet des rafales), conduisent à des sollicitations faibles dans toutes les parties de la structure.

Globalement, le vent "forfaitaire" de 200kg/m² est plus défavorable. C'est ce dernier qui est donc retenu pour les justifications.

Le calcul des sollicitations finales a ensuite été conduit en cumulant directement les sollicitations dues au vent avec les sollicitations dues aux charges permanentes. Tous les calculs ont été conduits avec un seul modèle 3D, permettant aussi bien le calcul statique traditionnel que les

développements particuliers : effets dynamiques dus au vent, vibration des suspentes et couplage des mouvements de l'arc et des suspentes et stabilité élastique de l'arc.

■ 6.5. Mouvements des suspentes

L'analyse modale utilisée pour calculer le comportement au vent de l'ouvrage a été réalisée sur un modèle dans lequel chaque câble est décrit par un seul élément. Les fréquences propres de câbles lui sont donc inaccessibles, ainsi que les éventuels modes propres couplés câbles/arc. Or l'expérience récente d'ouvrages à câbles (notamment le pont Erasmus), montre que les suspentes peuvent être le siège de mouvements importants.

Une seconde modélisation a donc été réalisée, identique à la première, mais dans laquelle les câbles sont discrétisés en éléments de plus faible longueur (une dizaine d'éléments pour chaque câble).

Les diverses phases de construction sont reproduites sur ce modèle, en grands déplacements car un calcul linéaire au 1^{er} ordre ne peut trouver de solution aux déplacements des nœuds intermédiaires des câbles.

La matrice de raideur tangente obtenue en fin de construction sert alors à déterminer les fréquences propres du système, dont celles des câbles.

Il ressort de cette analyse que certains modes couplent de manière importante les mouvements de l'arc et des suspentes, qui peuvent donner naissance aux phénomènes connus sous le nom d'excitation paramétrique.

Outre ce phénomène, certaines formes d'excitation des suspentes notamment sous l'action conjuguée de la pluie et du vent, peuvent engendrer des phénomènes de fatigue, à cause du très grand nombre de cycles de contraintes, notamment à proximité de la connexion aux barres de traction, où est concentrée une masse non négligeable.

Nous avons donc été amenés à rechercher des dispositifs amortisseurs qui puissent assurer des amplitudes de mouvement garantissant le bon comportement à long terme de ces suspentes.

Jean-Bernard DATRY, Xavier CESPEDES ■

Jean-Bernard DATRY
SETEC – TPI
Tel : 01 40 04 69 44

Xavier CESPEDES
SETEC – TPI

Les résultats statistiques de « La construction des ouvrages d'art »



Historique

Recueillir les différents points de vue des services locaux sur les problèmes posés par les ouvrages d'art et dégager les solutions les plus efficaces pour les traiter correctement, tel était l'objectif du cycle d'études 1975-1976.

Dans ce but, la première collecte de données sur les ouvrages a été lancée par la Direction des Routes sachant qu'il n'existait alors aucune documentation permanente globale permettant de connaître :

- les ouvrages construits au cours d'une période récente,
- leur type, leur matériau,
- les conditions de leur construction,
- leur maître d'ouvrage...

Pour pallier ce manque, un questionnaire a été adressé à tous les départements métropolitains le 22 janvier 1976.

Ces derniers ayant tous répondu, le SETRA a assuré le traitement informatique des réponses et publié les graphiques et tableaux illustrant cette première enquête.

Ces statistiques ont suscité un grand intérêt qui a amené à programmer la production d'un état annuel indiquant les caractéristiques des ouvrages mis en service au cours de l'année précédente.

Pour obtenir des résultats plus complets, nous avons élargi l'enquête et interrogé :

- les Départements et Territoires d'Outre-Mer,
- les Sociétés Concessionnaires d'autoroutes,
- la S.N.C.F.

L'ensemble des données permet ainsi de publier chaque année le document intitulé « Construction des Ouvrages d'Art »

Globalement, son contenu et sa présentation n'ont pas changé depuis 1978.

Actualités

Le SETRA a procédé en 1998 à une enquête de satisfaction auprès des organismes destinataires.

Les réponses obtenues ont été nombreuses et largement positives.

Dans le dernier document, en cours d'élaboration, nous avons, dans la mesure du possible, tenu compte des remarques formulées, sans surcharger les services qui nous fournissent les informations nécessaires à sa réalisation.

Vous pourrez donc trouver dans la prochaine édition :

- une distinction entre opérations nouvelles et opérations de reconstruction, entre ponts et passerelles, entre fondations profondes et superficielles...,
- une harmonisation des libellés des types d'ouvrage entre chapitres,
- les coûts désormais donnés en Euros et hors-taxes pour tous les maîtres d'œuvre,
- des écarts-types sur les prix au m², fournissant une meilleure image de la dispersion des coûts,
- une synthèse générale de l'activité ouvrages d'art, par département et par région, quel qu'en soit le maître d'œuvre.

Conclusion

Le but recherché depuis la première enquête est encore aujourd'hui atteint.

Les coûts, en fonction du type d'ouvrage, du matériau, de la portée, etc... permettent d'établir des ratios, et d'avoir une approche des prix au m² dans tous les cas de figure. Les services y trouvent des informations sur leur activité par référence aux moyennes nationales.

Nous espérons, grâce aux nouveautés apportées, répondre encore mieux aux besoins des services impliqués dans la construction et la gestion des ouvrages d'art.

Monique LEFEBVRE ■

Les ponts au Japon

Avant-propos

Le Japon est un pays qui a construit de nombreux grands ponts, et qui investit beaucoup pour faire évoluer les techniques. Dans le cadre d'une coopération franco-japonaise, j'y ai fait une mission durant l'été 1999, au cours de laquelle j'ai visité un grand nombre d'ouvrages et Yoshiyuki Yasukawa, ingénieur au Japan Highway Public Corporation (JHPC), est en stage au CTOA du SETRA depuis mai 1999. Le domaine routier au Japon est organisé un peu comme en France, avec une " Direction des routes " dépendant du ministère de la construction et des sociétés concessionnaires avec des capitaux de l'état essentiellement. Néanmoins, les sociétés concessionnaires assurent non seulement l'exploitation des autoroutes mais aussi la construction. JHPC est l'une de ces sociétés concessionnaires, chargée des autoroutes interurbaines essentiellement (environ 6400 km).

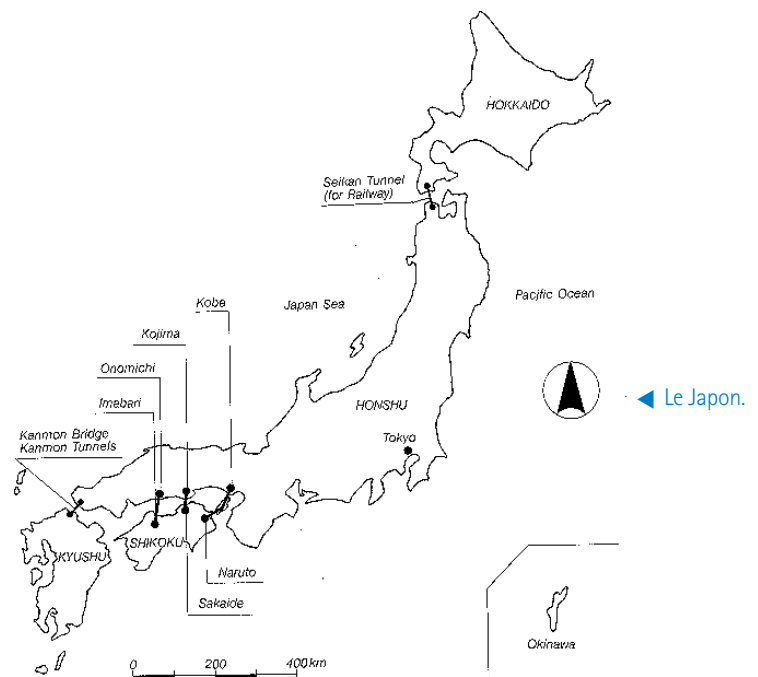
Dans cet article, nous avons tenté de présenter un panorama de la construction des ponts au Japon, en insistant sur les innovations technologiques en cours de développement. De plus amples renseignements sont disponibles auprès des auteurs.

1. Le contexte de la construction des ponts au Japon

Le Japon est constitué de 4 grandes îles principales : Hokkaido au nord, Honshu au centre, Shikoku au sud-est et Kyushu au sud. L'activité industrielle principale est concentrée sur l'île de Honshu sur laquelle se situent les grands centres urbains de Tokyo-Yokohama, Nagoya, et Osaka-Kobe-Kyoto. Au Japon les montagnes représentent 70 % de la surface du pays, les 30 % restant étant utilisés par une activité humaine et industrielle dense.

Après la deuxième guerre mondiale, le Japon avait un réseau routier relativement peu développé. Le pays s'est alors organisé autour d'une série de sociétés concessionnaires dont l'objectif, fixé par l'Etat, était d'aménager les grands axes de communication. Les grands itinéraires très fréquentés ont été développés en premier : Tokyo-Nagoya et Nagoya-Osaka. Les axes secondaires d'aménagement du territoire ont suivi. Le réseau actuel est de 7200 km d'autoroute au total dont 6400 km sont interurbaines. On y construit encore beaucoup d'autoroutes puisque l'objectif affiché est un réseau de plus de 12000 km. Actuellement, le doublement des grands axes Tokyo-Nagoya et Nagoya-Osaka est en cours. Le budget annuel de la construction des autoroutes est d'environ 200 milliards de Francs (environ 20 milliards en France).

Les grands projets autoroutiers sont soumis à de très fortes contraintes, du fait de la densité de



population et de la topographie très accidentée. De nombreux ouvrages sont nécessaires, aussi bien de longs viaducs urbains, que des ponts enjambant des bras de mer, des vallées ou des rivières.

Par ailleurs le Japon est une des zones les plus sismiques au monde et donc les actions naturelles (séisme et vent) y sont très intenses. Les accélérations nominales prises en compte dans les projets sont de l'ordre de 0.7g à l'ELU, soit presque deux fois plus que dans les zones les plus sismiques françaises (Guadeloupe et Martinique). Après amplification dynamique, l'accélération maximale peut atteindre 1,6g (plateau du spectre). Vu

► Types de structures avec gammes de portée et élancement (pour les ponts de hauteur variable, il ne s'agit que de la hauteur sur pile)

Gamme de portée	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	L/H
Ponts métalliques												
Poutre à travée isostatique + dalle béton												17
Poutre continue + dalle béton												16
Caisson à travée isostatique + dalle béton												22
Caisson continu + dalle béton												23
Treillis isostatique + dalle béton												9
Treillis continu + dalle béton												10
Ponts béton												
Poutre précontrainte par fils adhérents												15
Dalle alvéolée BA												20
Dalle alvéolée BP												20
Dalle nervurée BP												17
Poutre continue sous chaussée												15
Viaduc à travée indépendante type VIPP												15
Caisson BP à travée isostatique bétonné sur cintre												20
Caisson BP continu bétonné sur cintre												18
Caisson BP construit par encorbellements												18

l'occurrence de tremblements de terre (environ un par mois de magnitude supérieure à 3), un niveau de séisme de service a également été fixé, pour lequel l'ouvrage doit se comporter de manière élastique pour une accélération nominale de 0.2 à 0.3g. D'autre part, le Japon subit tous les ans de grands typhons entre fin août et fin octobre. Durant cette saison, les vents peuvent atteindre 230 km/h.

Les types de ponts étudiés sont proches de ceux que nous construisons en France.

On notera toutefois quelques différences de conception : par exemple au Japon, il n'y a pas pour l'instant de pont mixte avec dalle participante ; en effet, la dalle est bien connectée à la charpente métallique, mais dans le calcul, la dalle béton est supposée ne reprendre que la flexion transversale.

Il y a trente ou quarante ans, les Japonais faisaient des ponts mixtes, mais de gros problèmes de durabilité (fatigue des dalles béton) les ont dissuadé de continuer à faire de tels ponts. Il est tout de même probable que le Japon reconstruira prochainement des ponts mixtes à dalle participante.

A titre d'exemple, le tableau ci-dessus donne un aperçu des types de structures utilisées pour les ponts " courants " autoroutiers c'est à dire des ponts non exceptionnels ayant des travées de portées inférieures à 100 m (pour les ponts en

métal, il s'agit de l'élancement de la structure métal seule). Au-delà, on rencontre des dalles orthotropes pour les ponts métalliques et des ponts en caisson en béton précontraint construits par encorbellement essentiellement. Pour les très grandes portées, on retrouve des ponts suspendus ou haubanés et des bow-strings ou des arcs.

Nous allons ci-après détailler ces types d'ouvrages par grande catégorie, en attirant l'attention sur les dernières évolutions des techniques de construction.

2. Les ponts en béton précontraint

Les ponts en béton précontraint japonais sont construits principalement selon trois techniques :

- par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés en place ou préfabriqués
- à l'avancement, avec cintre autolanceur mettant en place des voussoirs préfabriqués
- coulés en place sur cintre.

Le tableau ci-dessus liste les types de structures construites selon ces méthodes.

Par ailleurs, les ponts de type VIPP ou PRAD sont généralement mis en place à la grue.

■ Ponts construits par encorbellements successifs

La construction par encorbellements successifs est identique à ce qui est fait en France. Un grand nombre d'ouvrages de grande portée exis-

tent au Japon. On notera tout de même que pour accélérer les cadences, le nombre d'équipages mobiles est très important, avec souvent un avancement en parallèle de presque tous les fléaux.

Le béton à haute performance (BHP) n'est pas encore utilisé pour ce type de tablier au Japon. Les piles sont généralement rectangulaires et creuses.

Pour les piles de grande hauteur, JHPC a utilisé du béton B50 pour le pont de Washimi avec des armatures en acier à haute performance (AHP) de 685 MPa. L'association de ces deux matériaux a permis de faire des économies de matériau (béton et acier) et donc de réduire le poids de la pile, ce qui a conduit à des économies importantes sur les fondations.

Enfin, le bétonnage en place est généralement préféré à la préfabrication à cause de la difficulté de disposer d'usine de préfabrication proche des sites de construction compte tenu du relief accidenté ou très urbanisé du pays.

■ **Ponts construits à l'avancement, avec cintre autolanceur**

Les voussoirs préfabriqués sont surtout utilisés pour les viaducs urbains de grande longueur et sont assemblés généralement par l'intermédiaire d'un lanceur.

Ce lanceur est constitué d'une poutre sur laquelle des systèmes de levage sont disposés de façon à pouvoir lever tous les voussoirs d'une même travée. Cette poutre s'appuie sur deux voussoirs sur piles consécutifs.

Les voussoirs préfabriqués ont des joints conjugués et sont assemblés avec un mortier époxy. Lorsqu'une travée complète est suspendue à la poutre, un joint de 20 cm de chaque côté de la travée est coulé en place pour la connecter aux deux voussoirs sur piles déjà réalisés. On met en place la précontrainte sur la travée complète et on passe à la travée suivante.

Cette méthode a l'avantage de limiter la précontrainte provisoire, mais pour être vraiment intéressante d'un point de vue économique, elle ne peut s'appliquer qu'aux viaducs dont la longueur est supérieure à 1km et dont la gamme de portée est comprise entre 40 et 50 m.

Pour les travées plus longues, la construction par encorbellements est mieux adaptée.



■ **Ponts coulés en place construits sur cintre**

Pour les travées plus courtes, on a recourt aux ponts dalles coulés en place. Au Japon, les dalles sont toujours élégies. Les alvéoles sont réalisées à partir de cylindres de polystyrène ou de tubes d'acier fermés aux extrémités.



▲ Vue générale du pont de Washimi et zoom sur la grande pile de 120 m.

◀ Cintre autolanceur pour la construction des ponts avec voussoirs préfabriqués.

◀ Détail des systèmes de levage du cintre autolanceur.

◀ Dalle élégie.

■ Autres méthodes de construction

La construction par poussage est une méthode très peu utilisée au Japon.

Par contre, un nouveau type de ponts en béton précontraint se développe au Japon ; ce sont les ponts à précontrainte extradossée.

Ce type de pont n'est pas courant en France même si l'idée est française à l'origine [4]. La technologie adoptée est cependant légèrement différente de ce qui a avait été pensé initialement.

Au Japon, il s'agit plus souvent d'un pont haubané avec un pylône court, de l'ordre de $1/10^{\text{ème}}$ à $1/15^{\text{ème}}$ de la portée contre environ $1/5^{\text{ème}}$ pour les ponts haubanés classiques. L'intérêt de cette conception est double. En effet, les pylônes sont des éléments lourds soumis à des efforts sismiques importants, donc la réduction de leur hauteur est bénéfique. D'autre part, en limitant la hauteur du pylône, les " haubans " sont très peu inclinés par rapport à l'horizontale et les variations de contraintes γ sont généralement faibles (ce qui doit quand même être démontré pour chaque projet).

La limitation de la contrainte à $0.40 f_{prg}$ imposée dans les ponts haubanés pour le dimensionnement des haubans vis-à-vis des problèmes de fatigue peut, dans le cas de précontrainte extradossée, être portée à $0.6 f_{prg}$, ce qui conduit à un gain de quantité sur les haubans et les ancrages. Pour limiter encore plus le nombre d'ancrages, une selle est généralement disposée sur les pylônes. Enfin, puisque ces câbles sont censés ne pas être soumis à la fatigue, les ancrages spéciaux de haubans ne sont pas nécessaires et des ancrages ordinaires de précontrainte sont suffisants. Après mise en place, on empêche le glissement du câble grâce à des plaques de blocage à chaque sortie de la selle. A la fin de la construc-



tion, les selles sont injectées afin de protéger les câbles et d'assurer le blocage définitif.

Les Japonais ont commencé par projeter des ponts de portée modeste puis ils sont rapidement passés à des portées de plus en plus importantes [3]. Le premier pont construit selon ce procédé est le pont de Odawara en 1994 avec une portée de 122 m. La plus grande portée atteinte aujourd'hui est égale à 180 m pour le pont de Tsukuhara. Deux autres ponts ont des portées similaires.



Ce système est aussi utilisé sur deux grands ponts en cours de construction sur les rivières Kiso et Ibi. Ces deux ponts, sont quasiment identiques au nombre de travées près (5 pour Kiso et 6 pour Ibi) et constituent un projet d'envergure. Par ailleurs, ce sont des structures hybrides : un tablier en béton à précontrainte extradossée de 170 m complété par un tronçon central en acier de 105 m de longueur. Le coût total des parties en élévation (tablier et piles) des deux ouvrages est d'environ 4 milliards de Francs, soit 50000 F le m^2 de tablier.

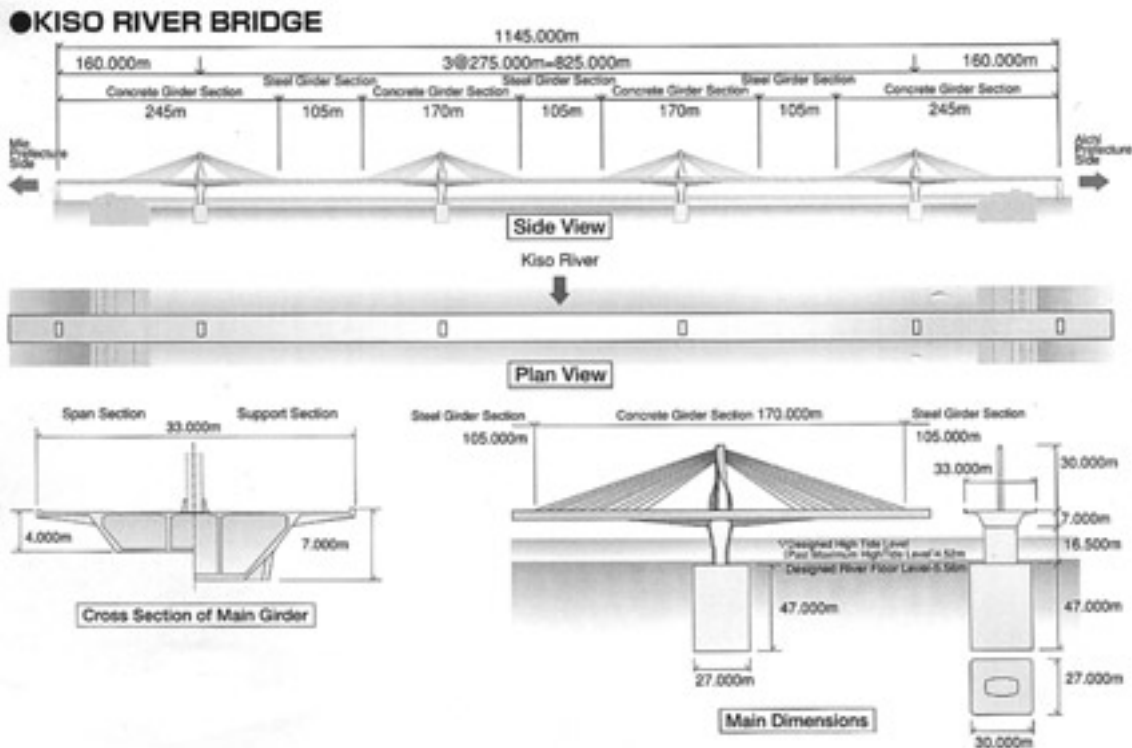
► Pont de Odawara.

► Pont de Tsukuhara.

► Construction du pont sur la rivière Kiso.

► Voussoir mixte : à gauche béton et à droite acier.





◀ Schémas de principe du pont sur la rivière Kiso.

Afin de réduire l'importance des fondations et d'augmenter la longueur des voussoirs préfabriqués, du béton B60 est utilisé dans le tablier. En effet, avec une largeur de 33 m, et un matériel de levage forcément limité en capacité, l'utilisation de BHP a permis de porter la taille des voussoirs à 5 m, ce qui augmentait aussi la vitesse d'exécution. Des joints conjugués sont utilisés entre les voussoirs préfabriqués et un voussoir mixte avec une partie béton coulée sur une partie acier, permettant d'unir la partie béton à la partie acier, soudée sur ce voussoir mixte.

3. Les ponts " mixtes "

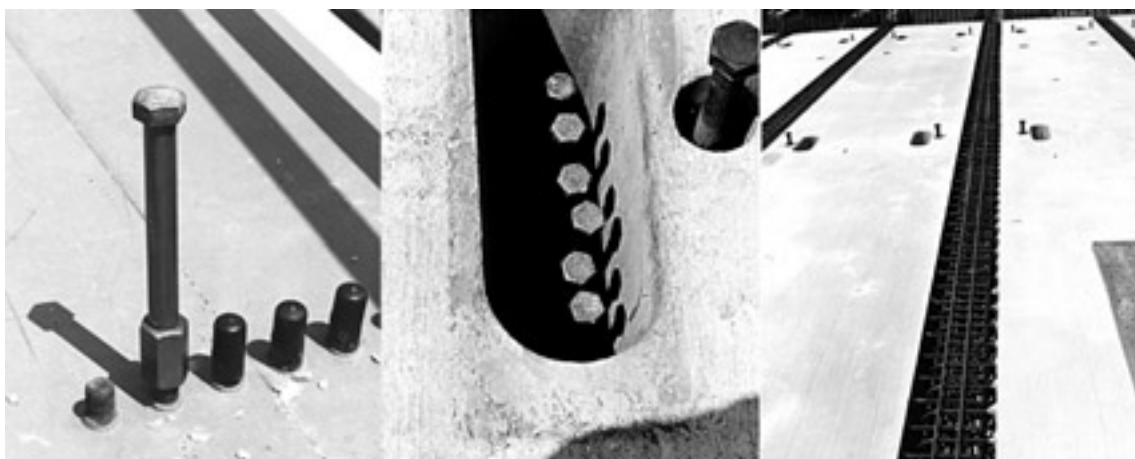
Comme nous l'avons déjà dit, au sens technique du terme de pont mixte, c'est à dire une structure métal avec une dalle béton participante, il n'y a pas de pont mixte récent au Japon. En effet, même si les ponts japonais " mixtes " ont une structure composée d'une dalle en béton connectée à la charpente métallique, au niveau mécanique, la structure acier reprend tous les efforts de flexion longitudinale et la dalle béton ne reprend que la flexion transversale. Pour ces ponts " mixtes " la structure classique est tout à fait comparable à notre bi-poutre. En effet, pour des raisons économiques, les bi-poutres s'imposent par rapport aux ponts à plus de

deux poutres, sauf pour les ponts très larges où trois poutres ou plus sont alors utilisées. La mise en place peut se faire à la grue, ou dans certains cas limités, par lançage. Pour le contrôle de la fissuration, un ferrailage minimum de 2 % est imposé. Dans ces conditions, il n'est pas étonnant que les dalles préfabriquées soient utilisées. Les nouveaux grands viaducs sont réalisés avec cette méthode qui permet de faire des ponts de 40 à 60 m de portée. Au delà, des caissons sont utilisés. La figure ci-dessous présente un pont de ce type avec 2 caissons constitués d'acier à haute limite élastique (570 MPa). L'intérêt ici est de diminuer le nombre de raidisseurs (et donc le coût important des soudures) ainsi que le poids du tablier en diminuant l'épaisseur des parois (avec des semelles qui font quand même près de 10 cm par

▼ Pont sur la rivière Inabe : mise en place par lançage et détail d'un caisson



► Pont mixte avec dalle préfabriquée : connecteurs sur les poutres avant pose des dalles (à gauche), après pose avec réserve (au milieu) et ferrillage entre les dalles (à droite)



► Détail de la connexion entre le hourdis (ici hourdis inférieur) en béton et l'âme plissée.

endroit). En diminuant le poids du tablier, le coût du montage diminue aussi puisque les efforts de lançage sont diminués.

Un autre type de pont mixte de plus en plus utilisé au Japon est le pont à âmes plissées. Initiée en France par Campenon Bernard qui en détient le brevet (les entreprises japonaises en achètent les droits pour les ponts qu'elles construisent), cette technique consiste à profiter de la flexibilité longitudinale de l'âme plissée pour précontraindre une structure constituée de deux hourdis en béton reliés par une âme plissée en acier. Évidemment, le point essentiel dans ce type d'ouvrage est la connexion entre l'âme plissée et les hourdis en béton. Au Japon, cette connexion est assurée par une barre d'acier longitudinale qui s'ancre par adhérence dans le hourdis et des cadres en aciers des hourdis traversant les âmes plissées.

Ces ponts sont construits soit par encorbellements successifs, soit sur cintre.

Pour les ponts construits par encorbellements, les âmes sont boulonnées entre elles. Pour les ponts coulés sur cintre, les âmes plissées sont soudées.

Ce type de structure permet facilement d'atteindre des portées de 100 m.



► Pont de Hondani à âmes plissées construit par encorbellements successifs (100 m de portée)

Nous allons nous limiter ici à trois exemples.

1 - Le pont de l'autoroute Aqua Line construit récemment dans la baie de Tokyo qui a été réalisé avec un caisson métallique à dalle orthotrope. D'une longueur totale de 20 km, cette autoroute se décompose en un tunnel de 15 km et un pont de 5 km. Entre les deux, une île artificielle à vocation touristique a été aménagée. Le pont présente la particularité d'utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté de grande dimension, jusqu'à 2 x 2 m, pour la résistance au séisme. En eau profonde, des portées de 240 mètres sont franchies par un caisson métallique de hauteur variable avec une dalle orthotrope. Lors de la construction, des vents forts mais non exceptionnels ont entraîné des oscillations verticales à la mi-

4. Les ponts métalliques

Les ponts métalliques sont assez courants au Japon à cause de leur bon comportement au séisme. Par contre, les problèmes de durabilité et de coût ont beaucoup diminué leur intérêt et la construction de pont entièrement en acier est maintenant limitée aux grands ponts. On trouve principalement des caissons à dalle orthotrope utilisés dans les ponts suspendus, les ponts haubanés et les bow-strings.

travée du tablier de l'ordre de 50 cm d'amplitude. Des amortisseurs dynamiques accordés ont été utilisés pour réduire ces vibrations qui sont maintenant très faibles.

2 – Les trois axes qui relient les îles de Honshu et de Shikoku sont des successions de grands ponts avec un nombre important de portées supérieures à 500 m.

Dans la catégorie des ponts haubanés, le pont de Tataru, fortement inspiré par le pont de Normandie, est le détenteur du record du monde de portée avec 890 m. Le pont de Tataru est aussi dans la logique des grands ponts haubanés construits ailleurs au Japon, avec des portées qui sont progressivement passées de 300 à 890 m avec quelques grands ponts de 600 m de portée.

Le pont de Tataru se situe sur l'itinéraire sud-ouest reliant Honshu à Shikoku.

Avec des pylônes en acier de 215 m de haut (214 m pour le pont de Normandie), il supporte un tablier en caisson métallique par l'intermédiaire de haubans. Le caisson du tablier est profilé ce qui est classique pour les ponts haubanés au Japon.

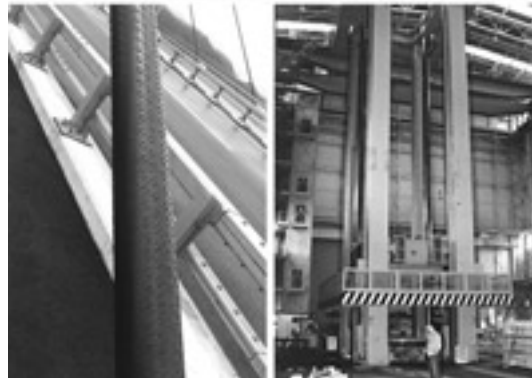
Les gaines des haubans sont munies de petites aspérités destinées à éviter le problème des vibrations induites par le vent et la pluie. Des amortisseurs sont aussi mis en place en pied de certains haubans.

Les études au vent de cet ouvrage ont été très déterminantes. Une maquette au 1/100^{ème} représentant la topographie du site a été utilisée [2].

Par ailleurs, compte tenu des compressions importantes dans le tablier et dans les pylônes, les problèmes de flambement étaient également critiques. Des essais sur modèles réduits ont ainsi permis de valider les approches numériques. La section du caisson a été testée en compression sur une presse de grande capacité. Le mode de flambement a été mis en évidence par des essais sur un modèle réduit de l'ouvrage.

3 – Enfin, dans la catégorie des ponts suspendus, le Japon détient également le record mondial de portée, avec le pont Akashi-Kaikyo, qui fait partie de la liaison nord-est entre Shikoku et Honshu, au niveau de Kobe.

Avec des pylônes de 280 m de hauteur, ce pont avait une portée initialement prévue de 1990 m. En janvier 1995, lors du tremblement de terre de Kobe, les câbles de suspension étaient déjà posés. Durant la secousse, les deux



pylônes se sont écartés et ont légèrement tourné entraînant un allongement de la portée d'environ 1 mètre.

La structure du tablier est un treillis de 14 m de hauteur, assemblé par boulonnage. Certains nouveaux ponts suspendus ont des caissons aérodynamiques, mais, pour le pont de Akashi, un treillis plus traditionnel a été retenu.

Les câbles de suspension sont protégés de la corrosion par un système de maintien du degré d'hygrométrie entre 30 et 50 % ; en effet, des essais ont montré que la corrosion ne se développe que dans un environnement où le degré d'hygrométrie est supérieur à 70 %. Pour maintenir cette faible hygrométrie, le câble est confiné dans une gaine étanche et un courant d'air sec y circule, poussé par 7 injecteurs distribués régulièrement sur la suspension, et récupéré par des extracteurs. Ce système se généralise sur les grands ponts suspendus modernes au Japon.

Le même principe de contrôle de l'hygrométrie est appliqué dans les massifs d'ancrages qui sont assez impressionnants. D'une hauteur de 50 m et d'une longueur de 80 m, ils sont constitués d'une struc-



◀ Vue générale du pont de Tataru.

◀◀ Détail des gaines des haubans du pont de Tataru.

◀ Presse ayant permis de tester les sections du pylône du pont de Tataru.

◀ Essais de flambement du tablier du pont de Tataru.

► Pont de Akashi : vue d'ensemble de l'ouvrage.

►► Pont de Akashi : Injecteur d'air sec.



► Massif d'ancrage du pont de Akashi.

►► Système d'ancrage des câbles.



ture métallique noyée dans un gros bloc de béton. Les câbles de suspension sont ancrés par l'intermédiaire de poutres en H ancrées dans le massif. La conception de cet ouvrage a nécessité des moyens spéciaux. Compte tenu des typhons, une étude au vent particulière a été entreprise. Le vent moyen de calcul valait 46 m/s avec une coefficient de rafale de 1,55 (soit des rafales de 57 m/s) [1]. Pour réaliser ces essais, une maquette au 1/100^{ème} était indispensable ; pour l'ouvrage de 4 km de longueur la maquette allait donc mesurer 40 m !

Il n'existait pas de soufflerie adaptée à cette dimension et donc, le maître d'ouvrage a construit sa propre soufflerie, de 40 m x 40 m et de 4 m de hauteur ; en effet, quand on construit un ouvrage de près de 30 milliards de francs, on n'est évidemment plus à quelques dizaines de millions de Francs près !

D'autres aspects du dimensionnement ont demandé des considérations particulières : c'est le cas notamment des actions sismiques mais aussi des problèmes plus terre à terre, comme les fondations. Enfin, après la mise en service de

► Soufflerie de Tsukuba avec modèle de grand pont suspendu (la maquette fait 40 m de longueur et c'est bien une personne qui se tient debout à côté du pylône de droite).

►► Spirale installée sur les gaines des suspentes du pont de Akashi.



l'ouvrage, des vibrations générées par la pluie et le vent sont apparues et ont nécessité d'équiper de spirales toutes les gaines des suspentes pour supprimer ce problème.

5. L'utilisation des matériaux composites

L'utilisation des matériaux composites est très développée au Japon, essentiellement pour le confortement sismique [3]. Après le tremblement de terre de Kobe, le Japon a entrepris de conforter tous ses ponts.

En bientôt cinq ans, JHPC à lui seul, a conforté 12000 piles de ponts, dont 10 % avec de la fibre de carbone. En effet, compte tenu de la taille très importante des piles de pont, les fibres de carbone, sont peu efficaces pour ces dimensions à cause de leur faible rigidité transversale et sont donc plutôt utilisées pour augmenter la résistance en flexion de certaines parties d'ouvrage (lorsque les barres ont été arrêtées un peu tôt) ou pour augmenter la résistance au cisaillement. Les piles du pont sur la rivière Sakawa ont ainsi été confortées afin d'augmenter leur résistance au cisaillement sur toute leur hauteur. La mise en place de ces fibres est très simple et ne nécessite pas de matériel lourd ce qui est très pratique pour intervenir sous les ponts, dans des sites souvent peu accessibles.



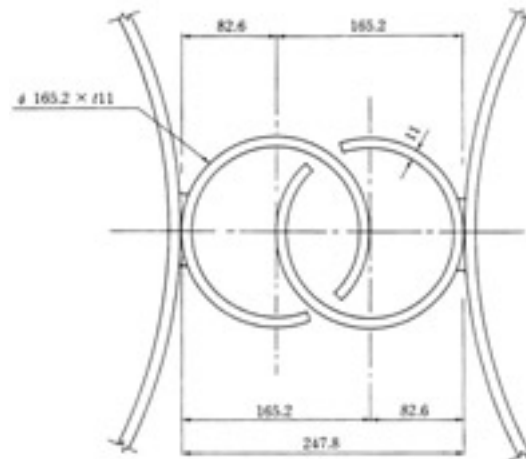
6. Les fondations

Les sols au Japon ont d'assez mauvaises caractéristiques géotechniques, et en raison des actions horizontales importantes (vent et séisme), les fondations sont souvent délicates à concevoir. En plus des fondations superficielles, on rencontre des fondations sur pieux, avec des pieux allant jusqu'à 3 m de diamètre. Pour les capacités

plus importantes, les fondations les plus courantes sont les puits de grand diamètre (pouvant aller jusqu'à plus de 20 m) remplis de béton pouvant atteindre une profondeur de plus de 20 m. Lors du creusement de ces puits, la stabilisation des sols est assurée par des parois métalliques ou du béton projeté.

Enfin, pour les grands ponts les caissons immergés (comme pour le pont de Akashi) et les caissons pneumatiques sont principalement utilisés. Le creusement des caissons pneumatiques est complètement automatisé de façon à supprimer les interventions humaines toujours délicates dans ce type de procédé.

Un nouveau type de fondation est aussi utilisé. Il s'agit de pieux métalliques jointifs connectés les uns aux autres avec un système proche de celui de la palplanche. Ces pieux reconstituent un caisson ou plusieurs caissons et travaillent en frottement. Dans la partie supérieure de la fondation, un radier de plusieurs mètres d'épaisseur assure la transmission des efforts de la structure aux pieux. Ce radier permet aussi une mobilisation du sol par une action de type semelle superficielle. Les ponts de Kiso et de Ibi ont des fondations de ce type avec un radier supérieur de 6 m d'épaisseur.



◀◀ Le pont sur la rivière Sakawa avec ses piles enveloppées dans des enveloppes en fibres de carbone.

◀ Pieux métalliques jointifs.

7. Les équipements

Les équipements sont assez proches de ce qu'on trouve en France. Les joints de dilatation sont généralement des joints en caoutchouc pour les petits souffles (longueur de tablier inférieure à 30 m) et des joints à peignes pour les plus grands.

Des joints de dilatation sont disposés tous les 200 à 300 m si possible. Le tableau 2 récapitule les différents types de joints de dilatations utilisés en fonction de la portée et du trafic.

Selon les coûts engendrés, certains ponts sont protégés par une couche d'étanchéité et d'autres pas.

Il semble que tous les maîtres d'ouvrages ne soient pas sensibilisés au problème, même si la doctrine technique officielle japonaise tend à favoriser l'utilisation d'étanchéité.

Avant le tremblement de terre de Kobe, les appareils d'appui étaient généralement en métal, de type articulations ou à pots. Compte tenu du bon comportement des appareils d'appuis en élastomère fretté lors du séisme de Kobe, l'utilisation de ce type d'appareils d'appui se généralise. Leurs dimensions peuvent aller jusqu'à 2 m de côté pour des épaisseurs de 20 cm. Certains appareils d'appui sont munis d'un insert en plomb, ce qui permet d'augmenter l'amortissement en cas de sollicitations dynamiques.

► Type de joint de chaussée en fonction du trafic moyen journalier et de la dilatation.

	Trafic moyen journalier	
	Moins de 15000 véhicules par jour	Plus de 15000 véhicules par jour
Joint en caoutchouc	Pont métallique avec dilatation inférieure à 100 mm	Pont métallique avec dilatation inférieure à 50 mm
	Pont béton avec dilatation inférieure à 100 mm	Pont béton avec dilatation inférieure à 80 mm
Joint à peigne	Autres cas	

Conclusions

La construction des ponts au Japon est très dynamique. La reprise économique va encore favoriser ce marché. S'il n'y a pour l'instant pas d'ouvrages avec de très grandes portées en vue, il y a un nombre important de projets impliquant des travées plus faibles mais avec de grands linéaires. L'innovation technologique japonaise s'est beaucoup inspirée d'idées françaises. On notera que plus souvent, ils ont été beaucoup plus loin dans la réalisation avec par exemple un grand nombre de ponts à âmes plissées et à précon-

trainte extradossée. On peut se réjouir que les ponts français y soient constamment cités comme référence.

Frédéric LEGERON, Yoshiyuki YASUKAWA ■

Références (disponibles auprès de F. Légeron)

- [1] The Akashi-Kaikyo Bridge, Honshu-Shikoku Bridge Authority, Japan, 1998.
- [2] The Tatara Bridge, Honshu-Shikoku Bridge Authority, Japan, 1999.
- [3] The Development of Technology for Expressway bridges, Japan Highway Public Corporation, 1999.
- [4] Mathivat, J. " Recent developments in prestressed concrete bridges ", FIP notes, 1988/2.

Frédéric LEGERON

ITPE – DGO
SETRA CTOA
Tel : 01 46 11 35 66

Yoshiyuki YASUKAWA

Japan Highway Public Corporation
Stagiaire SETRA - CTOA

■ Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

CONCEPTION ET REALISATION	
Dimensionner et calculer les structures de génie civil en bois	26 au 28 septembre 2000
Conception générale et choix d'un ouvrage de soutènement (Session Flash)	28 septembre 2000
Formuler les bétons (2) : optimisation de la formulation avec BétonLab.Pro (Session Flash)	5 octobre 2000
Conduire un projet de réparation	10 au 12 octobre 2000
Concevoir et réaliser les ponts courants	17 au 19 octobre 2000
Suivre et contrôler les travaux liés à la géotechnique	17 au 19 octobre 2000
Fondations anciennes : surveiller, diagnostiquer, réparer	7 au 9 novembre 2000
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton : (1) diagnostic, réparation et protection du matériau béton	14 au 16 novembre 2000
Surveiller les parties immergées des ouvrages : inspection et auscultations subaquatiques	28 et 29 novembre 2000
La conception des corniches et des écrans sur ouvrages d'art (Session Flash)	30 novembre 2000
Remblais et fondations sur sols compressibles	5 au 7 décembre 2000
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton : (2) diagnostic, réparation et protection des ouvrages	12 au 14 décembre 2000
Formuler les bétons (3) : la gamme des bétons modernes	19 et 20 décembre 2000

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : 01 44 58 27 28 Renseignements concernant les cycles internationaux : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

■ Formation de l'Institut supérieur du béton armé (Groupe ESIM – CCIMP)

La responsabilité des constructeurs et la mise en jeu de leurs garanties	28 septembre 2000 à Marseille
Lire et exploiter un rapport géotechnique	6 et 13 octobre 2000 à Marseille
Colloque marchés publics et contrats privés : quelles stratégies ?	6 et 7 décembre 2000 à Marseille

Renseignements et programmes détaillés des stages : P. Salaris 04 91 05 46 46 , C. Orsoni 04 91 05 45 45 ou B. Le Tallec 04 91 05 43 71



BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
Bureau de vente des publications • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex Tél. **01 46 11 31 53** - Fax. 01 46 11 33 55

Je désire recevoir _____ exemplaires(s) Nom et adresse du demandeur : _____

TITRE _____

Réf. _____

Prix Unitaire _____ Prix total _____ Tél. _____

_____ Date _____ Signature _____

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 20 frs pour toute commande inférieure à 150 frs, 30 frs pour toute commande égale ou supérieure à 150 frs

Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 40 frs

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire (RIB) : Code banque : **40071** • Code guichet : **92000** • N° de compte : **00001000261** • Clé RIB : **11** • Domiciliation : **RGFIN Paris Nanterre**

OUVRAGES D'ART CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez le formulaire ci-dessous à :

Bulletin de Liaison **OUVRAGES D'ART** - SETRA Communication
46, Avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom : _____

Service, société : _____

Adresse : _____

Tél. : _____ Date : _____

Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison **OUVRAGES D'ART** gratuit



COMITÉ DE RÉDACTION

SETRA :
Mme Abel-Michel,
MM. Bouchon, Millan

CETE :
M. Paillusseau (Bordeaux)
M. Tavakoli (Lyon)
M. Carlès (Aix)

DDE :
M. Brazillier (DDE 89)
M. Portier (DDE 13)
M. Bouvy (DDE 12)

LCPC :
M. Godart

IGOA :
M. Bois

Coordination :
Jocelyne Jacob (Setra-Ctoa)
Tél. : 01 46 11 32 79
Fax. : 01 46 11 34 74
Jacqueline Thirion (Setra-Ctoa)
Tél. : 01 46 11 34 82

Réalisation :
Barbary Et Courte • Tél. : 01 44 50 52 55
www.barbary-courte.com

Flashage :
Augustin • Tél. : 01 40 36 10 15

Impression :
Imprimerie MC Graphic
Tél. : 01 34 04 32 00

ISSN :
1266-166X

Le kiosque du SETRA

PUBLICATIONS

■ Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art

Fascicule 01 - Dossier d'ouvrage - 2^{ème} partie

• Réf. F 800001 - Prix : 50 F

Ce document s'inscrit dans la même série de fascicules, destinés aux gestionnaires d'ouvrages d'art, dont l'ensemble constitue la 2^{ème} partie de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art du 19 octobre 1979.

Ce fascicule traite du dossier d'ouvrages pour l'ensemble des ouvrages d'art entrant dans le champ d'application de la présente instruction :

- les ouvrages de franchissement et de soutènement,
- les tunnels,
- les tranchées couvertes.

Il explicite les rôles du maître d'œuvre chargé de la conception et de la construction et du responsable de la Gestion de la route (RGR) qui ont à intervenir dans l'établissement du dossier d'ouvrage. Il traite aussi de l'organisation et de la constitution de ces dossiers qui sont une pièce essentielle dans la gestion patrimoniale d'ouvrages d'art.

■ Entretien des ouvrages d'art Guide à l'usage des subdivisions

• Réf. F 9917 - Prix : 150 F

Ce guide est destiné aux subdivisions territoriales qui ont en charge la gestion des ouvrages et des tâches d'entretien. Il doit leur permettre d'établir un programme d'interventions, de surveillance et de travaux.

Présenté sous forme de fiches, il se veut pratique, facile d'utilisation pour un usage courant. Il rappelle les missions qui doivent être assumées en subdivision, à savoir la surveillance, l'entretien courant, les petites réparations. Il concerne les ouvrages routiers les plus couramment rencontrés que sont les ponts et les murs de soutènement. Il ne prend pas en compte les tunnels.

En outre, ce guide s'inscrit dans la continuité de l'amélioration de la surveillance et de l'entretien des ouvrages d'art initiée par l'Instruction technique du 19 octobre 1979 pour la surveillance et l'entretien des ouvrages, modifiée par la circulaire du 26 décembre 1995.

■ Ponts courants en zone sismique Guide de conception

• Réf. F 9930 - Prix : 180 F - 208 pages

La prise en compte du risque sismique est désormais obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art. Les règlements, relativement récents, présentent quelques difficultés d'interprétation et d'utilisation pour l'ingénieur. Leur mise en application requiert souvent la compétence de spécialistes dans le domaine du génie parasismique.

L'objet du présent document est d'apporter une aide en termes de conception et de justifications parasismiques aux nombreux bureaux d'études travaillant sur les ponts courants.

Par souci de commodité, ce guide reprend l'ensemble des textes relatifs à la protection parasismique des diverses parties d'ouvrages. Les règles de justification reposent essentiellement sur celles édictées par le Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts. Elles sont déclinées dans le cas des ponts courants avec de nombreux commentaires explicatifs.

L'architecture du présent guide repose sur la démarche logique du projeteur. Il développe les principes généraux

de la conception parasismique, présente l'ensemble des règles de justification et les dispositions constructives et propose un exemple numérique complet. Compte tenu de la relative nouveauté en France de la prise en compte du risque sismique pour les ouvrages d'art, il contient, en outre, quelques rappels théoriques permettant de comprendre le fonctionnement des structures sous séisme.

■ Construction des ouvrages d'art

Résultats statistiques - Année 1998

• Réf. P 2098 - 80 F

Chaque année, une enquête sur l'ensemble des ponts de plus de cinq mètres construits en France durant l'année précédente, est réalisée par le CTOA.

Ainsi, sont donc actuellement recensés auprès des DDE, des Services Techniques Départementaux, des Sociétés Concessionnaires d'Autoroutes et enfin de la SNCF, l'ensemble des ponts dont ces organismes ont assuré la maîtrise d'œuvre. Ce document concerne les résultats de l'année 98. Il présente l'analyse des résultats de l'exploitation des renseignements communiqués en termes de coût et de dimensions d'ouvrages, selon différents critères (type d'ouvrage, matériau, nature de la brèche et de la voie portée, maîtrise d'ouvrage...). Il donne également des indications sur les types de marchés, la répartition géographique des travaux. Les causes de démolition et remplacement d'ouvrages sont également mentionnées. Enfin, des courbes permettent de connaître l'évolution de l'activité ouvrages d'art sur la dernière décennie.

Il se décompose en quatre chapitres :

- synthèse ;
- les ponts routiers ;
- les ponts sur autoroutes concédées ;
- les ponts SNCF.

■ Avis technique - Étanchéité

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
ORTHOPLAST	JEAN LEFEBVRE	03.2000	03.2005	FATET0001

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 20 F.

LOGICIEL

■ PSH - Logiciel de calcul des appuis d'ouvrage d'art (Version 2.2)

• Réf. L 16 (boîtier avec CD Rom, disquette, manuel)

Le Setra publie une nouvelle version du logiciel PSH ; cette nouvelle version possède des fonctionnalités analogues à celles de l'ancienne version, mais fonctionne sous Windows 95/98 ou NT.

Sa partie graphique a été entièrement rénovée, le modèle de calculs est maintenant affiché en permanence à l'utilisateur, et les impressions sont possibles sur tous types d'imprimantes.

Rappelons que le programme PSH est destiné au calcul des appuis d'ouvrages (piles et culées), considérés dans leur globalité.

L'appui peut comporter de une à six files de pieux dont certaines peuvent être inclinées, une semelle de liaison, un raidisseur, un fût et un chevêtre. Le sol est modélisé par des couches élastiques agissant horizontalement sur les pieux, ou verticalement sous la semelle.

Il modélise, les types de pieux et de fûts de pile les plus courants et calcule lui-même les modules de réaction du sol, ses poussées horizontales, et les poids propres des différents éléments.

