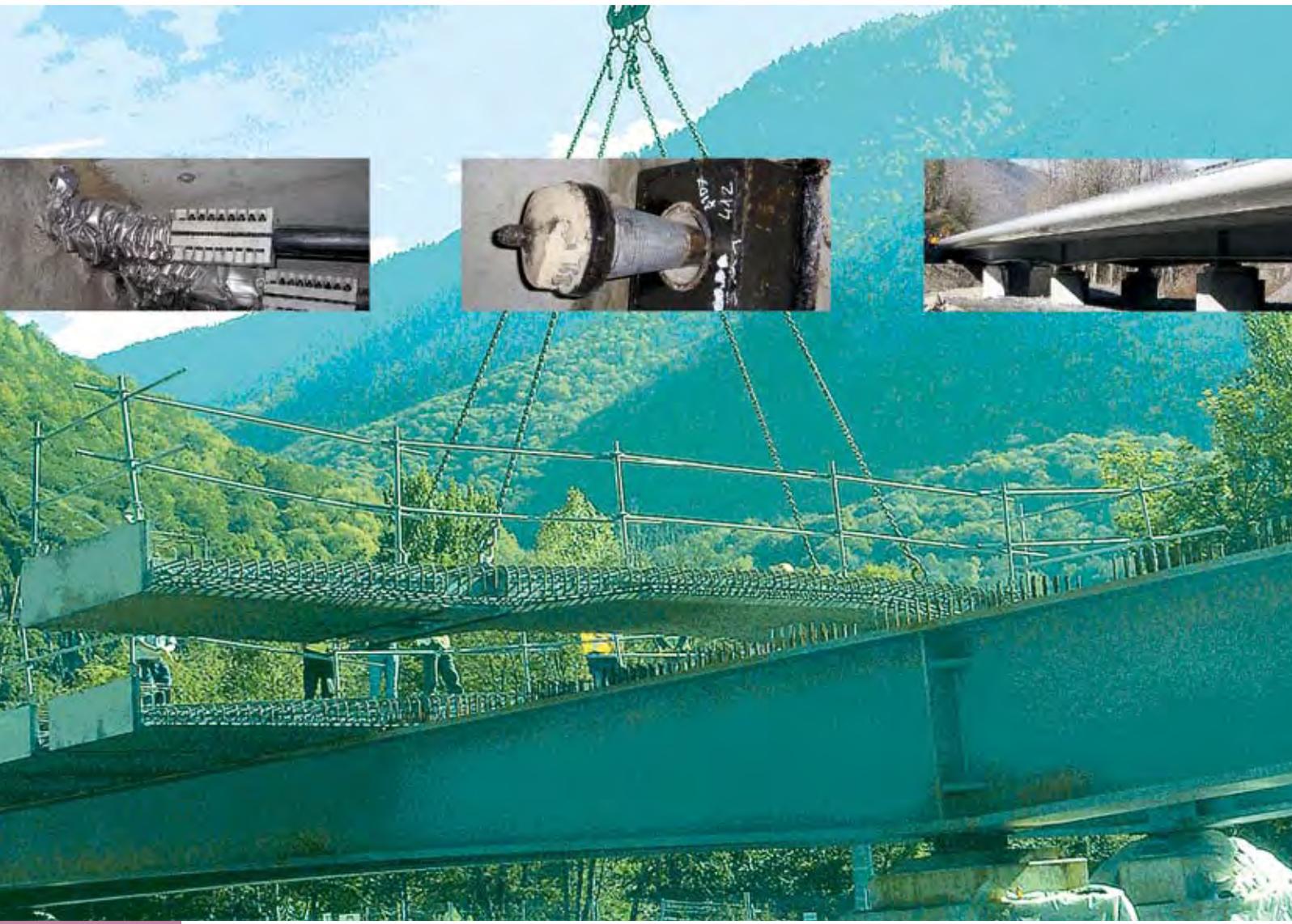


# Ouvrages d'art





# SOMMAIRE

Bulletin du Centre  
des Techniques d'Ouvrages d'Art

## TECHNIQUES PARTICULIÈRES

### Le projet et la construction du pont de Fos sur la Garonne

Philippe Vion, Yacine Ben-Milad,  
Michel Boileau, Bénédicte Testud

☛ P. 2

## INCIDENTS, RÉPARATIONS

### Viaduc de Saint-Cloud Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs – Seconde partie : adaptation des absorbeurs et mise en œuvre

Pascal Charles, Evelyne Humbert,  
Pierre Peyrac, Ludovic Picard,  
Thierry Saez

☛ P. 12

## QUALITÉ, ORGANISATION

### Âge et durée de vie des ponts du réseau routier national non concédé (RRNCC)

Nathalie Odent, Thierry Kretz

☛ P. 23

## INFORMATIONS BRÈVES

### Information sur le système logiciel OM3 Calcul des ponts mixtes aux Eurocodes

Jacques Teisseire

☛ P. 29

### Stages

☛ P. 30

## LE KIOSQUE DU SÉTRA

### Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P. 31

Directeur de la publication : Philippe Redoulez. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan, Gilles Lacoste (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Bruno Godart (Lcpc). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Conception graphique et réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère. 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-094636-2 © Sétra - 2008

# Le projet et la construction du pont de Fos sur la Garonne

Philippe Vion, Yacine Ben-Milad, Michel Boileau, Bénédicte Testud

## Le contexte général et les contraintes du site

Le pont sur la Garonne à Fos s'inscrit dans le projet d'aménagement à 2 x 2 voies de la RN125 au sud du département de la Haute-Garonne entre l'échangeur de Montréjeau et la frontière franco-espagnole. Située dans le Comminges à 40 km au sud-est de Saint-Gaudens la commune de Fos borde la frontière espagnole dans le prolongement du Val d'Aran qui constitue la vallée supérieure de la Garonne (figure 1). La déviation permettra de soulager l'agglomération de Fos du trafic de transit qui relie la France et l'Espagne et qui compte un pourcentage important de poids lourds.

L'aménagement de la RN125 a été approuvé par décision ministérielle le 7 mai 1999. L'opération a été déclarée d'utilité publique le 2 juin 2000.

Les études préliminaires de cet ouvrage ont été réalisées par la DDE de la Haute-Garonne avec la collaboration du cabinet d'architecture et de paysage Bénédicte Testud et présentées en décembre 2001.

Le souhait des concepteurs était de réaliser un ouvrage discret et fin qui s'adapte bien au site montagneux.

Au cours des études préliminaires, quatre solutions ont été étudiées :

- une solution à cinq travées en dalle nervurée de hauteur variable ;
- une solution à cinq travées en caisson en acier de hauteur constante ;
- une solution à cinq travées en ossature mixte acier-béton de hauteur constante avec pièces de pont ;
- une solution à cinq travées en ossature mixte acier-béton de hauteur variable avec entretoises.



Figure 1 : plan de situation

Source : Philippe Jullien (Sétra), Frédéric Rumeau (DIR SO)

Le choix s'est porté sur la solution bipoutre mixte de hauteur variable, jugée la plus intéressante vis-à-vis de l'ensemble des critères. Outre les contraintes esthétique et économique, les concepteurs devaient prendre en considération les contraintes hydrauliques. L'ouvrage à construire devait dégager le lit mineur de tout appui et son tablier devait être le plus fin possible afin d'offrir une revanche de 1 mètre vis-à-vis de la crue centennale. La berge en rive droite étant relativement plate ces contraintes sont primordiales. Postérieurement à l'étude préliminaire la travée d'extrémité en rive droite pouvait être supprimée, cette modification n'ayant que peu d'incidence sur l'écoulement de la crue centennale.

D'autre part, le tracé de la Garonne présente un coude à l'aval de l'ouvrage, il s'ensuit la nécessité de prolonger la culée rive gauche par un ouvrage de soutènement de type gabions sur une longueur de 175 m environ pour limiter l'emprise du remblai dans le lit majeur.

Le dossier de POA a été réalisé en octobre 2003 par la DDE de la Haute-Garonne et le Sétra, en collaboration avec l'architecte Bénédicte Testud.

L'ouvrage proposé est un bipoutre mixte à quatre travées de hauteur variable. Sa particularité est que son tablier a été entièrement justifié à l'aide des Eurocodes EN sauf pour les appuis. La commune de Fos se situant en zone de faible sismicité, avec une accélération nominale de  $2 \text{ m/s}^2$ , des dispositions ont été prévues pour limiter les déplacements du tablier.

L'appel d'offres a été lancé en juin 2004 et le marché a été attribué en septembre 2004 au groupement d'entreprises DV Construction - URSSA - La Pyrénéenne. Compte tenu des retards dans la mise en place des financements le marché et l'ordre de service de démarrage des travaux n'ont pu être notifiés qu'en septembre 2006 au groupement d'entreprises.

## Les caractéristiques principales de l'ouvrage

L'ouvrage est rectiligne en plan et tous les appuis présentent un biais de 70 grades qui correspond sensiblement à celui du franchissement du lit mineur de la Garonne. Son profil en long est placé sur une parabole de 100 000 m de rayon dont le sommet est situé à 300 m au-delà de la culée rive droite. Le profil en travers comporte pour chaque sens de circulation une voie de 3,50 m et une bande dérasée de 2,00 m.

Le pont présente une longueur totale de 125 m répartie en une travée principale de 40 m franchissant la Garonne, une travée de 30 m en rive gauche, et deux travées de 30 et 25 m en rive droite (figure 2).

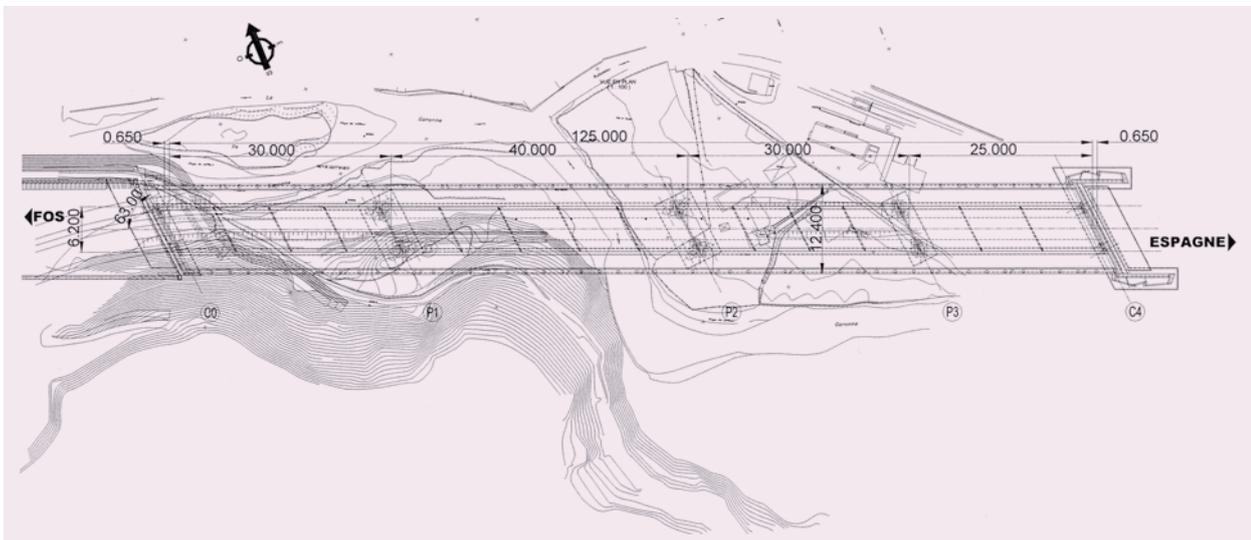


Figure 2 : vue en plan – Source : Philippe Jullien (Sétra), Frédéric Rumeau (DIR SO)

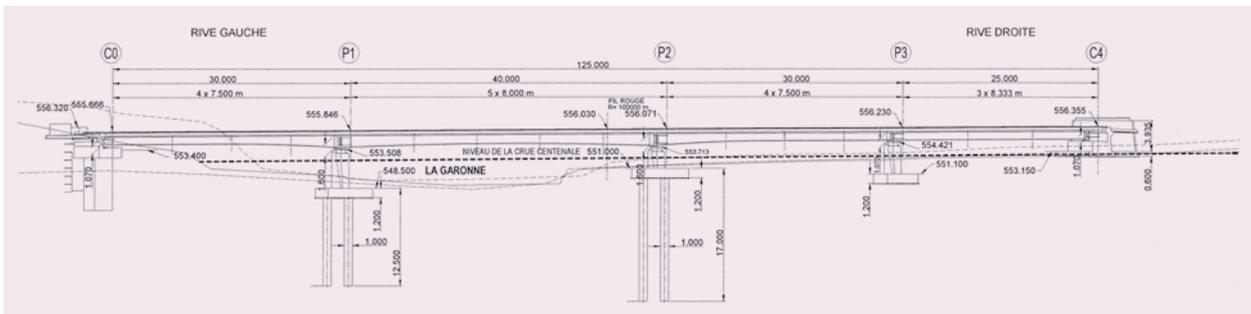


Figure 3 : coupe longitudinale – Source : Philippe Jullien (Sétra), Frédéric Rumeau (DIR SO)

## Structure du tablier

Le tablier est constitué par une dalle en béton armé supportée par une charpente métallique à deux poutres longitudinales de hauteur variable reliées par des entretoises (figure 4).

L'élanement de la charpente seule est de 1/25 sur appui et de 1/33 en travée.

Les poutres de la charpente sont espacées de 6,20 m et leur hauteur est de 1,07 m dans la travée P3/C4, comprise entre 1,07 m et 1,60 m dans les travées P2/P3 et C0/P1, et comprise entre 1,20 m et 1,60 m dans la travée principale P1/P2.

L'épaisseur des âmes est de 25 mm au voisinage des appuis et de 20 mm en travée. Les dimensions de la semelle supérieure sont de 800 × 80 mm<sup>2</sup> au droit de P1, 800 × 65 au droit de P2, 800 × 60 au droit de P3, 800 × 35 en travées, sauf sur P3/C4 où elles sont de 800 × 30. Les dimensions de la semelle inférieure sont de 900 × 90 mm<sup>2</sup> au droit de P1, 900 × 75 au droit de P2, 900 × 65 au droit de P3, 900 × 60 dans les travées C0/P1 et P1/P2, 900 × 55 sur P2/P3, et 900 × 50 sur P3/C4.

Les entretoises courantes sont des profilés HEA 500 espacées de 8,33 m dans la travée P3/C4, de 7,50 m dans les travées P2/P3 et C0/P1, et de 8,00 m dans la travée P1/P2. Sur appuis les entretoises sont de type PRS, avec une hauteur de 1000 mm sur les piles P1 et P2, de 600 mm sur la pile P3 et de 500 mm sur les culées.

Toutes les entretoises présentent un biais de 70 grades par rapport aux poutres principales.

Le vérinage du tablier pour le changement des appareils d'appui est prévu sous les entretoises d'appui près des poutres (figure 4 emplacement des raidisseurs d'entretoise).

Les poutres principales sont connectées à une dalle de 12,40 m de largeur, dont l'épaisseur varie entre 25 et 40 cm. L'épaisseur de la dalle vaut 40 cm au droit des poutres, 30,75 cm dans l'axe de l'ouvrage et 25 cm sur les bords libres. Ce hourdis est presque entièrement constitué d'éléments préfabriqués de 2,50 m de long sur toute la largeur. Les éléments sont connectés en deuxième phase à la charpente par bétonnage des joints de clavage et des lumières rectangulaires de réservation situées au droit des poutres. Chaque élément est droit et le biais de l'ouvrage est repris sur les culées par un élément de hourdis trapézoïdal coulé en place.

La liaison entre la dalle et la charpente est assurée par l'intermédiaire de goujons, concentrés au droit des lumières réservées dans chaque élément préfabriqué.

## Appuis et fondations

Tous les appuis présentent un biais de 70 grades par rapport au tablier.

Sur les berges proches de la Garonne les alluvions peuvent atteindre 9 m, cela a conduit à retenir des fondations profondes atteignant le substratum schisteux pour les piles P1 et P2. Ailleurs, les appuis sont fondés superficiellement : la culée C0 sur le rocher affleurant et la pile P3 et la culée C4 sur la grave.

Les piles comportent deux fûts de section prismatique de hauteur 4,90 m, 2,60 m et 4,00 m, respectivement sur P1, P2 et P3. Les piles P1 et P2 sont fondées sur quatre pieux ø 1 000 mm par l'intermédiaire d'une semelle de 5 m × 9,60 m. La pile P3 est fondée superficiellement sur une semelle de 3,50 m × 9,60 m.

On a tout intérêt à limiter le diamètre des pieux, car à déplacement sismique imposé les contraintes en fibres extrêmes dans les pieux diminuent proportionnellement avec le diamètre, il a été possible de les réduire à 1 000 mm car la descente de charge est faible.

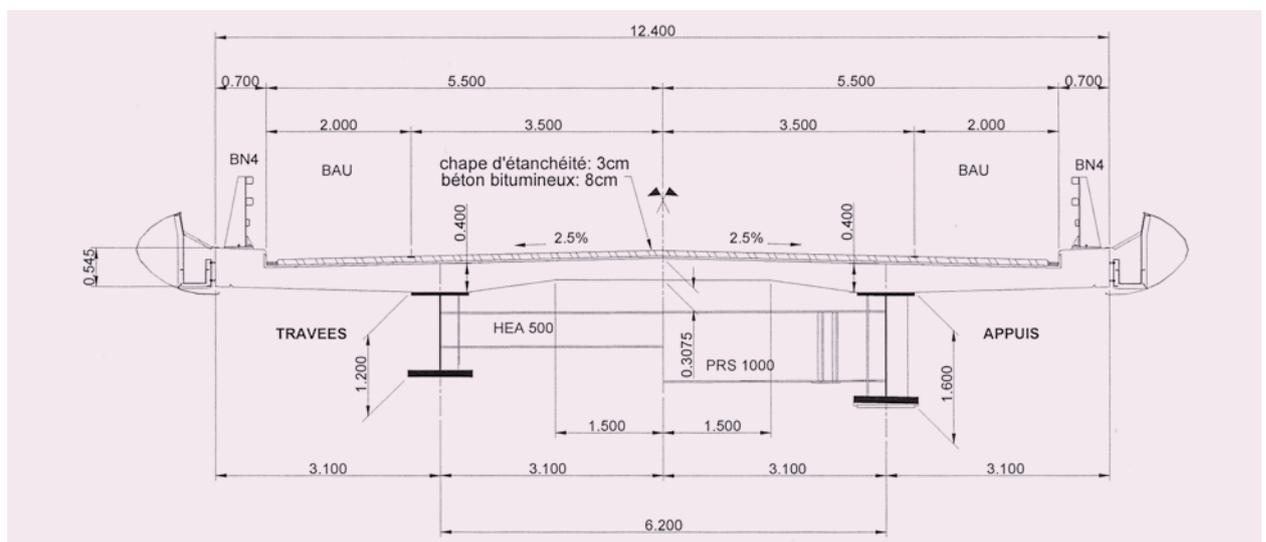


Figure 4 : coupe transversale du tablier – Source : Philippe Jullien (Sétra), Frédéric Rumeau (DIR SO)

Une profondeur d'affouillement global de 5 mètres a été prise en compte sur les appuis P1 et P2 bordant la Garonne.

Les pieux sont forés à l'intérieur d'une gaine métallique épaisse et définitive foncée jusqu'au substratum rocheux, ce qui permet de les mettre à l'abri de l'érosion du transport solide lors des crues et, en outre, d'améliorer leur comportement sismique.

La culée C0 est située en rive gauche de la Garonne, elle est perchée en tête de remblai et son chevêtre d'une épaisseur de 1,30 m est fondé sur un massif de gros béton de hauteur fortement variable, dont la sous-face présente des ressauts.

La culée C4 est une culée enterrée, avec un chevêtre de 2,15 m de hauteur, fondée superficiellement sur une semelle de 80 cm d'épaisseur.

Pour bloquer le tablier vis-à-vis du séisme transversal les culées sont équipées de butées parasismiques en béton armé. Elles comportent également des butées de sécurité longitudinales qui reprennent les efforts dus au séisme longitudinal, et qui sont conçues pour intervenir en bout de course du déplacement du tablier.

### Appareils d'appui et équipements

Compte tenu des faibles descentes de charges et de l'environnement sismique, le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté. Vis-à-vis du séisme longitudinal, les mouvements du sol sont filtrés par les appareils d'appui en élastomère fretté, le tablier subit des déplacements importants, et les efforts horizontaux sont réduits car répartis entre les différents appuis. Les dimensions des appareils d'appui sont de  $400 \times 400 \times 6(12 + 3)$  sur les culées, de  $600 \times 700 \times 5(16 + 4)$  sur les piles P1 et P2, et  $600 \times 600 \times 5(16 + 4)$  sur la pile P3.

Les dispositifs de retenue sont des barrières Tetra S13 implantées sur des longrines situées en bordure des bandes d'arrêt d'urgence de la chaussée. Les eaux pluviales sont recueillies dans des corniches-caniveaux placées latéralement en rive des encorbellements.

L'étanchéité principale est réalisée par un complexe composé d'un vernis d'imprégnation, d'une feuille d'étanchéité préfabriquée surmontée d'une protection en asphalte gravillonnée.

L'ouvrage est équipé de joints de chaussée ayant un souffle de 80 mm. Le jeu entre le tablier et le corbeau portant le joint de chaussée étant inférieur à la course sismique longitudinale de calcul, les têtes de garde-grève sont conçus pour être fusibles : la surface de reprise avec le corps du garde-grève est lisse et les aciers qui la traversent sont juste dimensionnés pour reprendre les efforts transmis par les essieux.

### Matériaux

Le béton utilisé pour la dalle est un C35/45, tandis que celui des piles et culées est un C30/37, celui des semelles sous l'eau est un C32/40, et celui des fondations (pieux, gros béton, semelle hors d'eau, dalles de transition) est un C25/30.

Les nuances des aciers de charpente sont conformes aux exigences de l'EN1993-2 et sont de qualité S355.

### Trafic

Le profil en travers est constitué de deux voies de circulation de 3,5 m bordées par une BAU de 2,0 m. La largeur de chaussée est donc de 11,0 m. L'ouvrage supporte un trafic de classe 2 selon l'annexe nationale de l'EN1991-2.

Pour la vérification en flexion générale le modèle LM1, composé de la charge répartie UDL et du tandem TS, est utilisé. Il est complété par le modèle LM2, composé d'un essieu unique, pour les vérifications locales de la dalle.

Les charges d'essieu de la voie n° 1 et des autres voies sont respectivement pondérées par les coefficients 0,9 et 0,8, et les charges réparties de la voie n° 1 et des autres voies sont respectivement pondérées par les coefficients 0,7 et 1,0.

Les voies ont une largeur de 3,0 m, les tandems sont centrés sur les voies pour le calcul des effets globaux et peuvent être déplacés transversalement pour le calcul de certains effets locaux.

D'autre part, dans le groupe des véhicules spéciaux le convoi militaire M120 est pris en compte pour la vérification vis-à-vis de la flexion générale, à l'exclusion de tout autre charge d'exploitation concomitante. Ce type de convoi n'est pas défini dans l'EN1991, mais l'ouvrage s'inscrit dans un itinéraire où les ouvrages ont été vérifiés avec le convoi M120.

Pour la vérification vis-à-vis de la fatigue le convoi de fatigue Bf est utilisé, il est défini dans le guide « Ponts métalliques et mixtes - Résistance à la fatigue - Guide de conception et de justification » [2]. Ce guide est antérieur à l'EN1991 qui définit un convoi de fatigue FLM3 différent du convoi Bf.

### Environnement

Vis-à-vis de la carbonation, les parements de l'ouvrage sont considérés en classe d'exposition XC3 pour la face supérieure du hourdis, et XC4 pour la face inférieure du hourdis.

La température minimale à laquelle est soumis l'ouvrage est de  $-30^{\circ}\text{C}$ .

Vis-à-vis du séisme, l'ouvrage est en zone Ib classe C, l'accélération nominale est prise égale à  $2 \text{ m/s}^2$ .

## Les études d'exécution

Le calcul de flexion générale a été réalisé à l'aide du programme à barres ST1. Les nœuds du modèle plan sont espacés de 1 m. Le calcul de flexion générale a été vérifié à l'aide du programme OM3, en test à l'époque du contrôle d'exécution.

Toutes les justifications, sauf la partie fatigue, ont été faites selon les Eurocodes structuraux et leurs annexes nationales.

### Calculs aux Els

Les largeurs participantes de la dalle vis-à-vis du traînage de cisaillement peuvent être considérées constantes sur l'ensemble d'une travée pour le calcul des sollicitations. Par contre, ces largeurs doivent varier linéairement entre l'appui et le quart de travée pour le calcul des contraintes (article 5.4.1.2 de l'EN1994-2). Elles ont été prise d'emblée linéairement variables dans le modèle de calcul pour servir à la fois au calcul des sollicitations et des contraintes.

Position	Largeur participante
C0	4,957 m
C0 - P1	6,20 m
P1	4,976 m
P1 - P2	6,20 m
P2	4,976 m
P2 - P3	5,85 m
P3	4,038 m
P3 - C4	5,91 m
C4	4,584 m

Le calcul des sollicitations démarre par une analyse non fissurée à l'ELS caractéristique qui permet le repérage des barres du modèle pour lesquelles la contrainte de traction obtenue dans le béton est inférieure à  $-2 \cdot f_{ctm}$  (soit  $-6,4$  MPa). Ces barres sont alors considérées fissurées et le béton n'est pas pris en compte pour le calcul de leurs caractéristiques mécaniques dans l'analyse suivante dite « fissurée ».

Les zones fissurées obtenues par le calcul sont les suivantes :

- 5 mètres de part et d'autre de P1,
- 3 mètres de part et d'autre de P2,
- 4 mètres de part et d'autre de P3.

Le phasage de construction est simple à prendre en compte : les dalles sont préfabriquées, leur poids propre est donc repris par la charpente métallique seule.

Le retrait à court terme des dalles préfabriquées a été négligé et seul un retrait à long terme de  $2,5 \cdot 10^{-4}$  a été pris en compte. Comme pour le gradient thermique, ses effets comportent une partie isostatique et une partie hyperstatique.

Le fluage est pris en compte par l'intermédiaire des coefficients d'équivalence qui dépendent du type de chargement et de l'âge du béton au moment où ils s'appliquent. À chaque nouveau coefficient d'équivalence, les caractéristiques mécaniques du modèle sont recalculées avant application du cas de charge correspondant.

Pour le gradient thermique, la procédure simplifiée présentée sur la figure 6.2b de l'EN 1991-1-5 a été prise en compte : seule la dalle en béton est soumise à un écart uniforme de température de  $\pm 10^\circ\text{C}$ .

Le char MC120 a été pris en compte avec majoration de 1,10 pour effets dynamiques (il est supposé circuler seul sur l'ouvrage). Ses sollicitations sont tout juste enveloppées par celles du LM1 pour cet ouvrage à deux voies de circulation.

Pour ce qui concerne les armatures passives longitudinales, le modèle supposait une section de 1 % répartie par moitié entre les nappes supérieure et inférieure. Au final, cette section était de 1,03 %.

### Vérifications à l'ELS

Les vérifications à l'ELS concernent la limitation des contraintes et la maîtrise de la fissuration.

- contraintes de compression du béton  $\leq 0,6 f_{ck}$
- contraintes de traction dans les armatures  $\leq 0,8 f_{yk}$
- contraintes dans la charpente métallique :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M,ser}}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

maîtrise de la fissuration :

$$\sigma_{se} + \frac{0,4 \times f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \text{ limitation du diamètre des armatures.}$$

Les contraintes obtenues dans le béton comprimé, les armatures tendues, et la charpente métallique respectent les valeurs limites.

Vis-à-vis de la maîtrise de la fissuration l'ouverture maximale retenue est de 0,3 mm, la traction effective a été vérifiée, et la quantité d'armatures longitudinales requise est de 8HA16 par mètre, ce qui correspond à un pourcentage de 1,02 %.

## Vérfications à l'ELU

Les principales sections de l'ouvrage ont été vérifiées à l'ELU tout d'abord vis-à-vis de leur résistance. Il s'agit des sections situées au milieu des travées et sur les piles.

La notion de « classes des sections transversales » permet de prévoir la résistance ultime en flexion et en compression des sections en acier compte tenu du risque de voilement local. Les sections sont classées sur une échelle de 1 à 4, en fonction de l'élançement des différentes parois comprimées, de leur limite d'élasticité, et des contraintes sollicitantes. La classe d'une section mixte est la plus élevée de la classe des parois comprimées qui la composent.

Les résultats obtenus pour la détermination des classes des sections peuvent être résumés dans le tableau ci-dessous.

Toutes les sections sont en classe 1 ou 2, elles ont été justifiées en plasticité.

Les critères de justification ont été vérifiés en flexion, sous effort tranchant, et sous interaction flexion / effort tranchant, les calculs ont été menés à l'aide d'un tableur. Aujourd'hui, le programme OM3 détermine la classe des sections de l'ouvrage et fait automatiquement les justifications correspondantes.

La semelle inférieure en zone d'appui intermédiaire a été aussi vérifiée vis-à-vis du déversement de la membrure inférieure en service. Ce déversement est équivalent au flambement d'une poutre fictive en appui simple à ses extrémités et retenue en travée par des ressorts de rigidité au mètre linéaire égale à « c ». D'après Engesser la force critique de flambement d'une telle poutre est égale à :

$$N_{cr} = 2\sqrt{c \times E \times I}$$

La charpente a été vérifiée en fatigue à partir des variations de contraintes normales. Les contraintes maxi et mini ont été calculées sous le passage du convoi de fatigue. Les amplitudes de contraintes normales  $\Delta\sigma_p$  ont été calculées, et comparées avec les valeurs admissibles qui dépendent de la catégorie de détail. Toutes les justifications sont satisfaites.

## Connexion

La connexion des poutres a été calculée à l'ELS et à l'ELU, et a été vérifiée à la fatigue. Les connecteurs de type goujons,  $\varnothing 22$  mm hauteur 200 mm, sont disposés par files de 6 dans le sens transversal.

Compte tenu des portées faibles, c'est la vérification en fatigue qui est déterminante pour l'espacement des connecteurs.

Trois zones de connexion ont été proposées, avec 6 goujons par file, espacés de 120 mm :

- sur appui P3 → 6 files par réservation,
- sur appuis P1 et P2 → 5 et 4 files alternées par réservation,
- en zones courantes → 4 et 3 files alternées par réservation.

## Justification des entretoises sur piles

Le vrinage du tablier est prévu sous les entretoises d'appui. Il s'effectue en supposant la neutralisation d'une des deux voies de circulation réelle. Le cadre d'entretoisement sur appuis est dimensionné par le vrinage et a été vérifié en fatigue en prenant en compte l'effet du biais et l'effet du séisme transversal.

La hauteur des poutres étant assez faible, notamment sur la pile P3, cela donne un effort tranchant important dans les montants et la justification est tout juste satisfaite avec des tôles d'épaisseur courante.

## Justification des butées parasismiques

Les butées transversales sur culées ont été dimensionnées vis-à-vis du séisme latéral en faisant participer la raideur transversales des appuis sur piles (Méthode de Rayleigh), ce qui limite l'effort sur les culées. Les butées de sécurité longitudinales reprennent sous sollicitations non majorées des efforts faibles, puisqu'elles sont conçues pour intervenir en bout de course du déplacement du tablier.

Position de la section		semelle sup	âme	semelle inf	Classe de la section
Sections en travée	C0 - P1	1	1	1	1
	P1 - P2	1	1	1	1
	P2 - P3	1	1	1	1
	P3 - C4	1	1	1	1
Sections sur pile	P1	1	2	1	2
	P2	1	2	1	2
	P3	1	1	1	1



Photo 1 : réalisation de la semelle de la pile P3  
Source : Michel Boileau (DIR SO)



Photo 2 : mise en œuvre des tubes des pieux de la pile P2 – Source : Michel Boileau (DIR SO)



Photos 3a : bétonnage des pieux de la pile P2 – Source : Michel Boileau (DIR SO)

## Les étapes de la construction

### La réalisation des appuis

La construction de l'ouvrage a débuté en mars 2007 par les travaux de terrassements généraux, la réalisation du fond de fouille en redans de la culée C0, et la réalisation des fouilles de la culée C4 et des piles P3 et P2.

Ensuite ont été réalisées la semelle de la culée C4 d'une épaisseur de 0,80 m, et la semelle de la pile P3 (photo 1) d'une épaisseur de 1,20 m. La réalisation des pieux de la pile P2 a commencé par le fonçage des tubes métalliques de diamètre extérieur 1,066 m et d'épaisseur 15,8 mm (photo 2). Les 4 pieux de P2 ont un diamètre de 1,00 m et une longueur de 15 à 22 m. Les pieux sont bétonnés à l'intérieur de la gaine métallique définitive (photos 3a et 3b).

Ils présentent une densité de ferrailage importante, environ  $145 \text{ kg/m}^3$ , visant à leur conférer un bon comportement sous séisme.

Le chevêtre et le mur garde-grève de la culée C4 ont été réalisés, puis les fûts des piles P3 et P2 ont été coffrés au moyen d'une matrice de coffrage et bétonnés (photos 4).

La culée C0 est encadrée, à l'amont et à l'aval, par un mur de soutènement fonctionnant en mur-poids et constitué de gabions remplis de galets et de concassé. À l'amont le mur se fonde dans la falaise rocheuse à laquelle les gabions sont ancrés au moyen de clous pour éviter qu'ils ne se déchaussent sous l'action des crues, à l'aval, le mur se retourne parallèlement à l'axe de l'ouvrage, provisoirement et dans le cadre de ce marché, sur une vingtaine de mètres.

Le chevêtre de la culée C0 a été coulé en partie sur le schiste sain, en partie sur un massif de substitution en gros béton dont la surface a été égalisée à l'aide du



Photo 6 : montage à blanc de la charpente métallique en usine (Tronçons 1-2-3) – Source : Philippe Vion (Sétra)



Photo 7 : pose du tronçon C4-P3 amont à la grue – Source : Michel Boileau (DIR SO)



Photo 3b : bétonnage des pieux de la pile P2 – Source : Michel Boileau (DIR SO)



Photo 4 : un fût de la pile P3  
Source : Michel Boileau (DIR SO)



Photo 5 : réalisation du batardeau de la pile P1  
Source : Michel Boileau (DIR SO)

béton de propreté. Avant de réaliser le massif en gros béton deux à trois niveaux de gabions ont été mis en œuvre à l'amont et à l'aval de la culée.

La pile P1 est fondée sur quatre pieux de 1,00 m de diamètre dont la longueur varie entre 11 m et 13 m. Cette pile a été réalisée à l'abri d'un batardeau. Les palplanches ont été battues (photos 5) puis butonnées. Les tubes des pieux ont été foncés et les pieux forés jusqu'au toit du substratum. Après la réalisation d'un gros béton immergé, le forage des pieux a été effectué à la benne preneuse aidée du trépan cruciforme. Les pieux ont ensuite été ferrailés et bétonnés.

### La fabrication et la mise en place de la charpente

La charpente métallique a été fabriquée par l'entreprise URSSA dont l'usine est basée à Vitoria-Gasteiz au pays basque espagnol (photo 6). La charpente a été livrée sur le site par convois exceptionnels.

Les poutres principales ont été découpées en quatre tronçons, de 33,40 m pour les tronçons d'extrémité reposant sur deux appuis, de 32,00 m pour le tronçon intermédiaire reposant sur un appui (P2) et de 27,00 m pour le tronçon central. Les poutres ont été mises en place à la grue sur des appuis provisoires, d'abord les tronçons C4 - P3 amont et aval (photo 7) depuis la plate-forme de grutage en rive droite, puis les tronçons P3 - P2 amont et aval.

Les entretoises ont été installées à la grue, présentées et fixées provisoirement à l'aide de clames.

Les tronçons ont été maintenus à l'aide de clames d'assemblage et assemblés par soudage sur le site (photo 8).

Enfin des tronçons C0 - P1 et P1 - P2 sont posés à la grue depuis la rive gauche (photo 9).



Photo 8 : préparation des tronçons adjacents avant soudure – Source : Philippe Vion (Sétra)



Photo 9 : pose du tronçon C0-P1 amont à la grue – Source : Michel Boileau (DIR SO)

### La mise en place et le clavage des dalles

Les dalles préfabriquées sont espacées de 2,50 m, et le joint de clavage a une largeur de 0,50 m. Elles sont percées de lumières de connexion de 700 mm × 800 mm, situées au droit de chacune des poutres, une lumière centrée sur l'axe de l'élément de la dalle et deux moitiés de lumières le long des joints de clavage (photo 10). Les dalles ont été mises en place, à l'aide d'une grue automotrice placée sur la plate-forme de grutage (photo 11), à l'avancement depuis C4 jusqu'à C0.

Le béton des clavages est constitué d'un C35/45, en considérant une classe d'exposition XC2, XF4.

Le coffrage des clavages est constitué de plaques de contreplaqué qui ont été mises en place à la nacelle et maintenues à l'aide de cornières et de tire-fonds vissés dans des douilles insérées en sous face des dalles (photo 12). Le contreplaqué est muni de joint d'étanchéité.

### La mise sur appuis définitifs

Le transfert sur les platines d'appuis a été réalisé par vérinage après bétonnage des clavages et des plots d'extrémité. Le vérinage a été réalisé par file d'appuis, il a été suivi par la mise en place des butées anti-cheminement supérieures la mise en place des cales biaises, le matage avec un mortier à prise rapide, le dévérinage et la pose sur appuis définitifs après séchage.

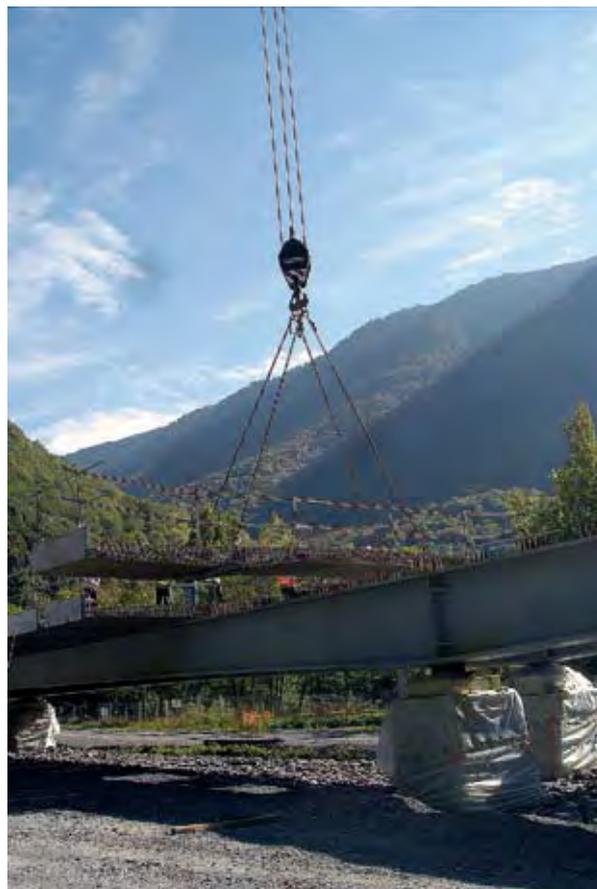


Photo 11 : pose des dalles préfabriquées à la grue – Source : Michel Boileau (DIR SO)



Photo 10 : lumières de connexion et joint de clavage – Source : Philippe Vion (Sétra)



Photo 12 : coffrage en contreplaqué des clavages du hourdis en encorbellement  
Source : Michel Boileau (DIR SO)

## Conclusions

---

Les travaux de construction du nouveau pont sur la Garonne à Fos doivent s'achever au printemps 2008 par la pose de l'étanchéité et de la couche de roulement, ainsi que la mise en peinture définitive de la charpente.

Hormis l'ouverture intempestive du clapet automatique du barrage EDF du Plan d'Arem le 18 avril 2007, libérant un volume de 100 000 m<sup>3</sup> et ayant entraîné une crue de la Garonne, le chantier s'est déroulé dans de bonnes conditions.

Le montant total de l'opération s'élève à un peu plus de 3 millions d'euros Trc, soit 2 200 €/m<sup>2</sup> de surface utile de tablier ■

## Références bibliographiques

---

[1] Eurocodes 3 et 4 - Application aux ponts-routes mixtes acier-béton - Guide méthodologique - Sétra

[2] « Ponts métalliques et mixtes - Résistance à la fatigue - Guide de conception et de justification » Guide Sétra - CTICM - SNCF (Mai 1996)

## Les intervenants

---

**Entreprises** : Gc (Dv Construction) ; terrassements, gabions, enrochements, perrés (La Pyrénéenne) ; minage et ancrages (Sofiter) ; pieux (Sondefor) ; charpente métallique (URSSA) ; peinture (Actif) ; corniches-caniveaux (SATI) ; barrières (SLER)

**Études d'exécution** : Gc (CERT) ; métal (IOA et URSSA)

**Maîtrise d'œuvre** : équipe projet RN125 du SIR Toulouse assistée de la DGO du Sétra et du pôle OA du SIR Toulouse

**Contrôles des études d'exécution** : DGO du Sétra et pôle OA du SIR Toulouse

**Contrôles extérieurs des travaux** : terrassements, minage, ancrages au rocher, bétons, charpente et peinture : CETE/LRPC du Sud-Ouest.



Photo 13 : ouvrage avec ses corniches-caniveaux – Source : Michel Boileau (DIR SO)

# Viaduc de Saint-Cloud

## Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs

### Seconde partie : adaptation des absorbeurs et mise en œuvre

Pascal Charles, Evelyne Humbert, Pierre Peyrac, Ludovic Picard, Thierry Saez

Dans le numéro précédent du bulletin « Ouvrages d'art », la conception d'un système absorbeur d'énergie permettant une mise en sécurité d'un pont à précontrainte extérieure, ainsi qu'une détension maîtrisée de câbles de précontrainte extérieure ont été présentés. Le second volet de cet article montre comment cette conception a été adaptée au cas spécifique du viaduc de Saint-Cloud, et présente le retour d'expérience de l'utilisation de ces absorbeurs.

### Solution retenue pour le viaduc de Saint-Cloud

Cette partie présente l'adaptation de l'absorbeur d'énergie développé par le LCPC et la société EUROCRASH (voir la première partie de l'article dans

le bulletin « Ouvrages d'art N° 57 ») au cas spécifique du viaduc de Saint-Cloud.

On considère pour simplifier que les câbles peuvent être décomposés en un nombre entier de portions de 30 m entre deux dispositifs fixes (déviateurs ou entretoises) successifs, ce qui correspond globalement à la réalité de la précontrainte extérieure du viaduc de Saint-Cloud, à une ou deux exceptions près. À chacun

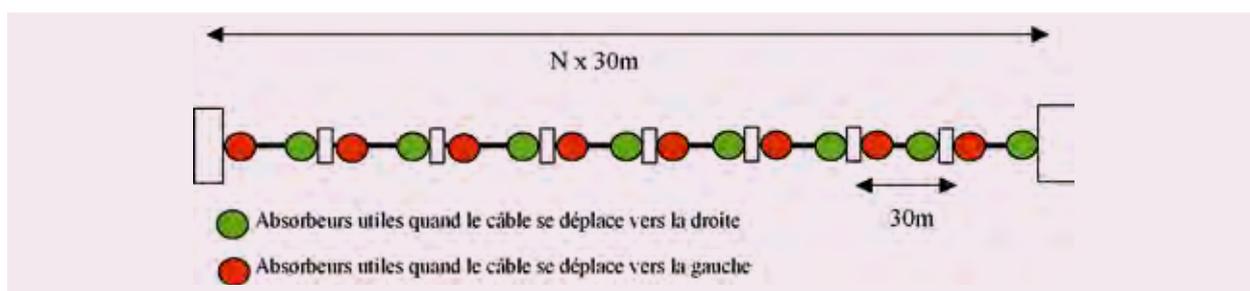


Figure 1 : positionnement des absorbeurs – Source : RST

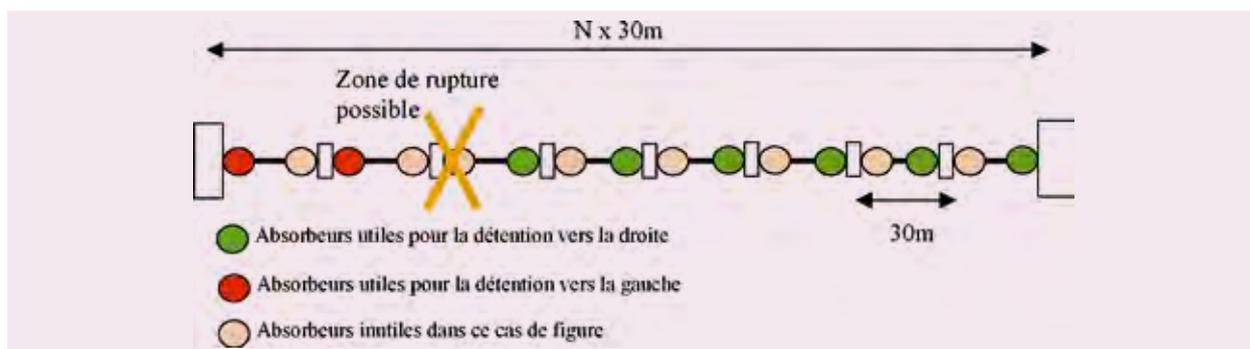


Figure 2 : rupture d'un câble et absorbeurs participant à la dissipation d'énergie – Source : RST

de ces dispositifs est accroché un absorbeur par sens de déplacement (voir figure 1).

Il y a donc N absorbeurs par sens de déplacement possible des câbles, donc 2N absorbeurs par câble.

On considère qu'il peut y avoir une rupture dans n'importe quel tronçon de 30 m, mais juste après l'absorbeur (cas le plus défavorable, voir figure 2).

Pour chacun des scénarios correspondant à une rupture de câble dans l'un des tronçons, on distingue deux types de comportement, suivant que l'ancrage est bloqué ou non.

La rupture peut avoir lieu à 1 x 30 m de cet ancrage, 2 x 30 m, 3 x 30 m... N x 30 m.

Si l'on regarde la partie de droite du câble sur la figure 2 (le même raisonnement pouvant s'appliquer sur l'autre partie), tous les absorbeurs représentés en vert absorbent de l'énergie.

S'il y a blocage du câble à l'ancrage, la détension intéresse alors respectivement 0 absorbeur (rupture à 1 x 30 m de l'ancrage), 1 absorbeur (rupture à 2 x 30 m de l'ancrage), 2 absorbeurs (rupture à 3 x 30 m de l'ancrage)... (N - 1) absorbeurs (rupture à N x 30 m de l'ancrage). En effet dans ce cas, l'absorbeur situé à l'ancrage ne dissipe pas d'énergie.

S'il n'y a pas de blocage du câble, alors les mêmes ruptures intéressent un absorbeur de plus, celui du lieu où s'effectuait le blocage dans le cas précédent, à l'ancrage.

### Cas n° 1 : le câble n'est pas bloqué dans son mouvement

Le câble est dans ce cas libre de se déplacer longitudinalement. On considère que la rupture a lieu en un point tel que le nombre de tronçons de 30 m intéressés par la détension est n. Le nombre d'absorbeurs qui participent est donc n - 1 lors de la phase de détension (l'ancrage ne se déplace pas), puis n après (l'ensemble du câble se déplace).

L'énergie initiale contenue dans le câble est :

$$E = 7,3 \text{ kJ} \times 30 \text{ m} \times n \text{ (l'énergie du câble tendu à 70 \% de 1 770 MPa est de 7,3 kJ/ml)}$$

Lorsque le câble se détend, une onde de détension se propage depuis la zone de rupture jusqu'à l'ancrage. L'énergie de traction se transforme en énergie cinétique et le câble se raccourcit. Lorsque l'onde arrive à l'ancrage, le câble s'est complètement détendu. Sachant qu'il était tendu à  $\epsilon = 0,0065$  (correspondant à 70 % de 1 770 MPa), le déplacement du câble au niveau de l'absorbeur n° j est de  $d = (j - 1) \times 30 \text{ m} \times 0,0065$ , soit  $0,195 \text{ m} \times (j - 1)$  (l'absorbeur situé au niveau de l'ancrage porte le numéro 1, et ne se déplace pas lors de cette phase).

Pour un câble de 300 m, cela représente environ 1,76 m pour le dernier absorbeur.

Sachant que la force dans un absorbeur est de 100 kN, l'énergie reprise dans cette phase de détension est donc :

$$E = 100 \text{ kN} \times (0 \times 0,195 + 1 \times 0,195 + 2 \times 0,195 + \dots + (n - 1) \times 0,195) = \frac{(n - 1)n}{2} \times 19,5 \text{ (kJ)}$$

On donne dans le tableau 1 l'énergie reprise par les absorbeurs lors de cette phase de détension, en fonction du nombre n de tronçons intéressés par la rupture (10 cas de figure envisagés en fonction du lieu de la rupture), de la longueur réelle du câble correspondant (n x 30 m), et de l'énergie du câble.

On voit donc que plus le câble est long, plus l'absorption d'énergie par les absorbeurs est importante au prorata de l'énergie totale. Le déplacement maximal de l'absorbeur qui apparaît dans la dernière ligne du tableau est le déplacement de l'absorbeur le plus éloigné de l'ancrage. Il est à noter que les autres absorbeurs se déplacent nettement moins.

Après cette phase, le câble est un projectile lancé, de vitesse uniforme. Durant la phase suivante, chaque absorbeur se déplace donc de la même manière et

Nombre de tronçons n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Longueur réelle (m)	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
Énergie du câble (kJ)	219	438	657	876	1 095	1 314	1 533	1 752	1 971	2 190
Énergie reprise lors de la phase de détension	0	39,5	86	146	226	326	446	586	746	926
Pourcentage repris	0 %	9 %	13 %	17 %	21 %	25 %	29 %	33 %	38 %	42 %
Déplacement maximal de l'absorbeur (m)	0,00	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,56	1,76

Tableau 1 : énergie dissipée par les absorbeurs lors de la phase de détension

reprend la même quantité d'énergie. Comme le câble n'est pas bloqué à son ancrage, l'absorbeur à l'ancrage est cette fois sollicité comme les autres. L'énergie restant à reprendre se répartit de manière uniforme entre les absorbeurs. Le déplacement de chaque absorbeur correspond donc à :

$$d_{\text{seconde phase}} = E_{\text{restant à dissiper}} / n / 100 \text{ kN}$$

Ce déplacement supplémentaire se cumule au déplacement de l'absorbeur lors de la première phase. Le déplacement total est donné dans la dernière ligne du tableau 2, et correspond au déplacement de l'absorbeur le plus sollicité.

On constate qu'il faut des longueurs totales d'absorbeurs assez importantes (jusqu'à 3 m). En réalité certains absorbeurs ont besoin d'une telle longueur de déplacement (ceux situés loin de l'ancrage), d'autres non (ceux près de l'ancrage). De plus, lorsque le déplacement maximal de l'absorbeur est atteint, l'absorbeur est désactivé, mais les autres absorbeurs continuent de dissiper de l'énergie. Pour ne pas concevoir des absorbeurs trop longs, on décide donc d'utiliser des longueurs d'absorbeurs égales pour tous les dispositifs, et de dimensionner cette longueur de sorte que l'ensemble des absorbeurs fonctionnant à leur déplacement maximal reprenne toute l'énergie du câble.

La distance  $d$  minimale est donc telle que  $n \times 100 \text{ kN} \times d = 7,3 \text{ kJ}$  donc  $d = 7,3 \times 30 / 100 = 2,20 \text{ m}$ , (on inclut l'absorbeur situé à l'ancrage dans le calcul).

**La longueur minimale de l'absorbeur pour pouvoir stopper le projectile est de 2,20 m pour tous les absorbeurs.**

### Cas n° 2 : le câble est bloqué

On reprend le dimensionnement de 2,20 m trouvé précédemment. Cette fois on suppose qu'il y a blocage soit au niveau d'un déviateur (à cause de la cassure angulaire), soit au niveau des ancrages. Ceci ne modifie pas le raisonnement car le nombre  $n$  de tronçons intéressés par la détension est le nombre de tronçons compris entre le lieu de rupture et le lieu de blocage. Le principe est donc le même si le câble rompt à 120 m de l'ancrage et est bloqué à 30 m de l'ancrage, ou si le câble rompt à 90 m de l'ancrage et que seul l'ancrage se bloque.

La première phase (détension) est la même que précédemment. Puis une onde de compression se réfléchit depuis l'ancrage et se propage vers la rupture. Ensuite le flambement dynamique a lieu environ lorsque l'onde de compression a atteint une quarantaine de mètres après le point de blocage (voir la première partie de l'article dans le bulletin « Ouvrages d'art N° 57 »).

Lorsque l'onde de compression a atteint l'abscisse 40 m (début du flambement), tout le câble situé en arrière a encore subi un déplacement uniforme de  $0,0065 \times 40 \text{ m} = 26 \text{ cm}$  (qui correspond à la

Nombre de tronçons $n$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Longueur réelle	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
Énergie à reprendre par absorbeur	219	399	571	730	869	988	1 087	1 166	1 225	1 264
Déplacement uniforme des Absorbeurs (m)	2,19	1,99	1,90	1,83	1,74	1,65	1,55	1,46	1,36	1,26
Déplacement maximal cumulé de l'absorbeur le plus sollicité (m)	2,19	2,19	2,29	2,41	2,52	2,62	2,72	2,82	2,92	3,02

Tableau 2 : énergie dissipée par les absorbeurs lorsque l'ancrage n'est pas bloqué

Nombre de tronçons $n$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Longueur réelle	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
Énergie du câble (kJ)	219	438	657	876	1 095	1 314	1 533	1 752	1 971	2 190
Énergie reprise lors de la phase de détension	0	39,5	86	146	226	326	446	586	746	926
Energie reprise lors de la phase de compression, juste avant flambement	0,00	19,5	45,5	71,5	97,5	123,5	149,5	175,5	201,5	227,5
Énergie reprise avant flambement	0,00	59	132	218	324	450	596	762	948	1 154
Pourcentage repris	0 %	13 %	20 %	25 %	30 %	34 %	39 %	43 %	48 %	53 %

Tableau 3 : énergie dissipée par les absorbeurs lorsque l'ancrage est bloqué, avant flambement

diminution de longueur des 40 premiers mètres du câble à partir de l'ancrage). Les absorbeurs situés au-delà de 40 m après l'ancrage subissent donc ce déplacement. L'absorbeur situé à 30 m aura subi un déplacement de  $0,0065 \times 30 \text{ m} = 19,5 \text{ cm}$ . L'énergie reprise par les absorbeurs se déduit aisément de leur mouvement (tableau 3).

Pour les câbles « courts » (30 m et 60 m), bien que l'énergie consommée soit très faible, le phénomène de flambement ne se produira pas pour les raisons évoquées dans la première partie de l'article (bulletin « Ouvrages d'art N° 57 »).

Les câbles très longs sont déjà très amortis car le déplacement longitudinal du câble est très important loin de l'ancrage (proportionnel à cette distance), et donc les absorbeurs situés loin de l'ancrage dissipent beaucoup d'énergie. L'énergie consommée pendant cette phase où le câble reste rectiligne atteint presque la moitié de l'énergie du câble. Néanmoins, il apparaît clairement que toute l'énergie du câble n'est pas consommée. Avec l'énergie résiduelle, il est encore possible que le câble flambe. Néanmoins, si ce flambement atteint des amplitudes importantes, l'extrémité du câble se déplace encore. Lorsque l'on raisonne en petits déplacements, le déplacement longitudinal induit est en général négligeable par rapport au déplacement transversal. Néanmoins, lorsque le déplacement transversal devient important, le déplacement longitudinal devient significatif. La déformation transversale initiée par le flambement provoque donc, à longueur de câble constante, un mouvement de l'extrémité libre du câble qui permet aux absorbeurs de fonctionner et de dissiper encore plus d'énergie.

L'expérience montre qu'il se forme 1, 2 ou 3 boucles au maximum de longueur environ 4 - 5 m. (expérience issue des essais au LCPC sur un câble de 100 m, ancrage bloqué avec absorbeurs, ainsi que des analyses théoriques et modèles SETEC).

Lorsqu'une boucle d'amplitude  $v_0$  et de longueur  $L$  se forme (voir figure 3) et lorsque la longueur du câble reste inchangée, l'extrémité de cette boucle s'est déplacée de  $\frac{v_0^2 \pi^2}{4L}$

Pour 3 boucles, cela représente donc :  $\frac{3v_0^2 \pi^2}{4L}$

En effet si la déformée peut se mettre sous la forme :

$v(x) = v_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$  (figure 4) alors la longueur développée (ou curviligne) est donnée par :

$$L_0 = \int_0^L \sqrt{1 + (v'(x))^2} dx = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{v_0 \pi}{L}\right)^2 \cos^2\left(\frac{\pi x}{L}\right)} dx$$

Donc :

$$L_0 \approx \int_0^L \left[ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{v_0 \pi}{L}\right)^2 \cos^2\left(\frac{\pi x}{L}\right) \right] dx = L + \frac{1}{2} \left(\frac{v_0 \pi}{L}\right)^2 \frac{L}{2} = L + \frac{v_0^2 \pi^2}{4L}$$

Le déplacement longitudinal est égal à la longueur totale du câble ( $L_0$ ) à laquelle on retire la longueur projetée sur l'axe  $x$  ( $L$ ), soit  $L_0 - L$ . On retrouve ainsi bien la formule précédente. Cette formule reste valable lorsque  $v_0$  est nettement plus petit que  $L$ , ce qui n'est plus le cas lorsque le flambement devient important. Néanmoins, des tests numériques montrent que l'erreur commise n'est pas très importante et ne remet pas en cause le résultat.

Connaissant l'énergie restant à reprendre, qui se répartit entre les différents absorbeurs restant ( $n - 1$  et non  $n$  comme dans le cas précédent car l'absorbeur de l'ancrage ne travaille pas), on en déduit le déplacement de chacun de ces absorbeurs, et donc l'amplitude maximale de la boucle.

Là encore, les déplacements théoriquement nécessaires sont supérieurs à 3 m pour les absorbeurs très éloignés de l'ancrage, de sorte que l'on va à nouveau désactiver les absorbeurs se déplaçant de plus de 2,20 m.

On considère que tous les absorbeurs se sont au final déplacés de 2,20 m sauf celui de l'ancrage, de sorte que l'énergie reprise n'est pas tout à fait l'énergie initiale du câble. En effet,  $(n - 1) \times 100 \text{ kN} \times 2,20 \text{ m} < 7,3 \text{ kJ} \times n \times 30 \text{ m}$ .

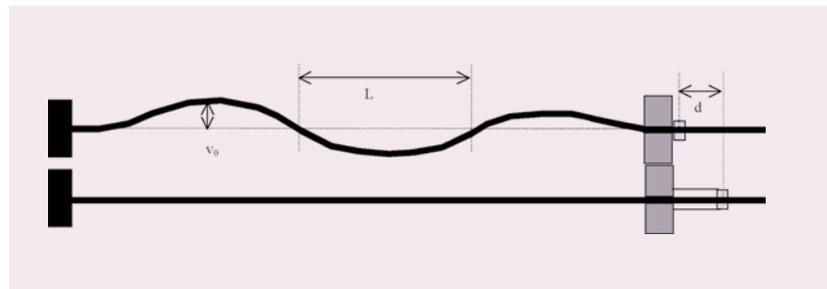


Figure 3 : flambement du câble – Source : RST

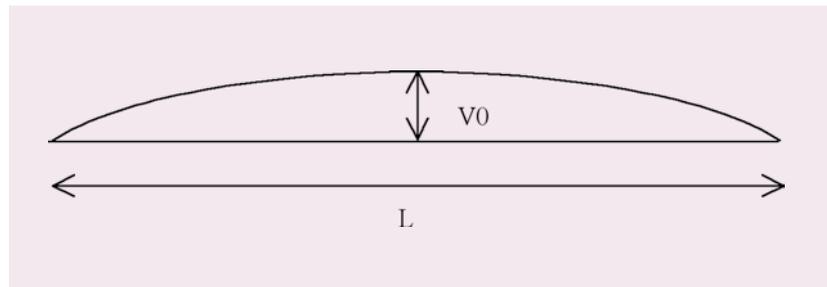


Figure 4 : déformée de flambement d'une boucle de câble – Source : RST

Néanmoins, l'écart à reprendre est faible lorsque le câble est suffisamment long (mais on a vu que pour des câbles courts le phénomène de flambement ne se produisait pas). Le déplacement de

$d = 2,20$  m donne, avec une longueur de boucle de  $L = 5$  m,  $v_0 = \sqrt{\frac{4Ld}{3\pi^2}} = 1,25$  m. Le câble fouettera au maximum de 1,25 m, sur 3 boucles de 5 m de long (soit 15 m en tout), avant que toute l'énergie soit reprise.

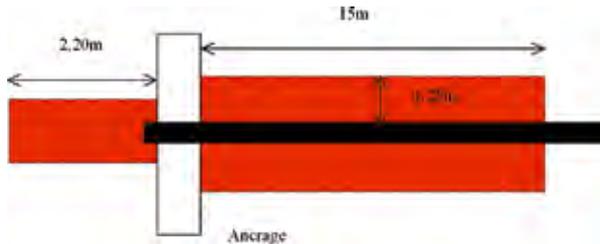


Figure 5 : zones à éviter – Source : RST

Au niveau des déviateurs, la zone dangereuse est de 15 m de part et d'autre du déviateur, si bien que la zone dangereuse couvre en pratique tout le câble.

Après mise en sécurité, il faut donc rester à une distance transverse minimale de 1,25 m du câble, et à une distance longitudinale (derrière l'ancrage) de 2,20 m minimale, ou bien rester dans cette zone le moins longtemps possible.

**Prise en compte du réancrage dans le coulis.**

Lorsque les torons se détendent, le coulis se comprime. Comme les torons se détendent beaucoup, le coulis se comprime d'autant et plastifie. L'énergie perdue par plastification dans le coulis est :  $E = F_{\text{coulis}} \times \epsilon \times L$

en considérant une limite de plastification du coulis de  $F_{\text{coulis}} = 25 \text{ MPa} \times S_{\text{gaine}}$   
 $\epsilon$  est tel que  $E_a S_a (0,0065 - \epsilon) = F_{\text{coulis}} = 25 \text{ MPa} \times S_{\text{gaine}}$   
 donc  $\epsilon = 0,0061$  ( $E_a$  et  $S_a$  sont le module et la section des torons).

L'énergie reprise est donc de 0,5 kJ par mètre linéaire, à ôter aux 7,3 kJ initiaux (7 %). Il est vrai que cette modélisation est très simpliste car le coulis, à de tels niveaux de déformation, va s'écraser ou se désolidariser des torons. Il est cependant raisonnable de compter sur un minimum d'énergie dissipée en tenant compte également de l'amortissement dynamique du coulis vu les vitesses de déformation.

La longueur de 2,20 m est donc à minorer. On doit avoir  $30 \text{ m} \times (7,3 - 0,5) / 100 \text{ kN} = 2,04 \text{ m}$ .

Pour simplifier, et pour tenir compte des autres pertes d'énergie (amortissement interne des torons, pelage des gaines, frottement gaine-coulis même lorsque le marteau se bloque), il a été décidé de prendre des absorbeurs de 2 m de long (hors marteau).

L'ouvrage a donc été équipé de 708 absorbeurs de 2 m de longueur. La zone dangereuse, même après mise en place des absorbeurs, se situe 1,25 m autour des câbles et 2 m en arrière des ancrages.

Pour les câbles très longs ou très courts, il y a de grandes chances qu'il n'y ait pas flambement. Les figures 6 et 7 illustrent le positionnement des absorbeurs.

Bien que la précontrainte extérieure mise en œuvre soit une précontrainte additionnelle pour renforcer l'ouvrage, il a été décidé de ne pas détendre tous les câbles en même temps. Ainsi, environ 1/4 de la précontrainte devait être démontée à chaque fois, puis réparée. Ainsi, on devait démonter successivement la

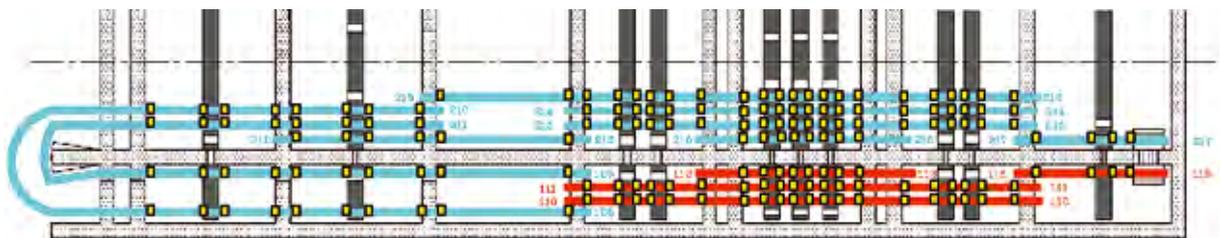


Figure 6 : disposition des absorbeurs dans le « pont sur la Seine » – Source : RST

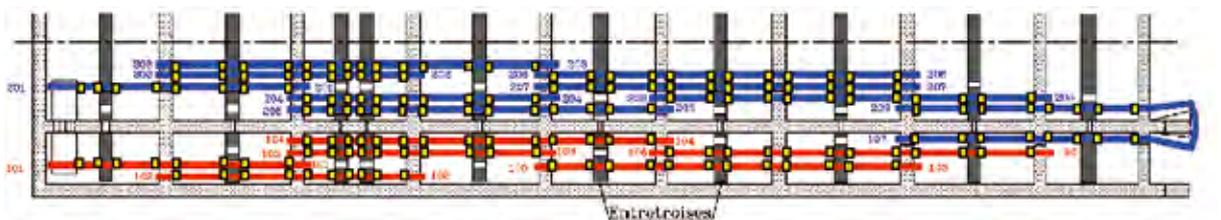


Figure 7 : disposition des absorbeurs dans le « viaduc d'accès » – Source : RST

moitié de la précontrainte du caisson central, puis l'autre moitié, puis la précontrainte de la première alvéole latérale et enfin celle de la seconde. Le phasage réel de détension et remplacement des câbles devait être optimisé lors de la phase de travaux mais devait globalement se conformer à ces recommandations. L'objectif final était d'avoir des tractions limitées dans le béton sous la combinaison fréquente des charges routières (compte-tenu de la faible durée des travaux), mais aussi de limiter au maximum la coexistence de câbles anciens et de câbles neufs, les premiers pouvant éventuellement endommager les seconds lors de leur détension.

## Mise en œuvre sur chantier et retour d'expérience

Comme des difficultés pratiques pouvaient rendre la mise en œuvre sur le chantier difficile, un essai de pose d'absorbeur a été fait dans l'ouvrage pendant l'élaboration du dossier de consultation des entreprises. Il a montré que la géométrie réelle des gaines qui ne sont pas totalement circulaires rendait parfois impossible la pose du marteau. Un petit jeu a été donné dans la forme intérieure de celui-ci pour pouvoir s'adapter plus facilement à toutes les configurations, mais tout en serrant parfaitement la gaine et de façon homogène. Les spécifications

concernant l'absorbeur breveté par le LCPC et l'École Centrale de Nantes ont été données dans le marché y compris les qualités bien spécifiques des matériaux à utiliser. Bien entendu, un autre système qui aurait des références de même niveau pouvait être proposé dans le cadre du marché mais il n'y a pas eu d'offres de ce type.

L'absorbeur décrit ici a donc été utilisé sur le chantier de remplacement de l'intégralité de la précontrainte extérieure car c'est finalement cette option qui a été proposée par le comité technique et retenue par la DGR.

Malgré l'encombrement limité des marteaux, la pose sur plusieurs câbles très proches n'est cependant pas facile comme le montre la photo 1.

Une autre difficulté, non prévue, a été rencontrée. Après serrage à la clé dynamométrique des marteaux, tâche demandant des aller-retours pour un serrage parfaitement uniforme, il a été constaté dans les jours suivants une diminution de l'effort de serrage dû au fluage de la gaine en PEHD. Il a fallu procéder à des resserrages pour s'assurer du bon fonctionnement des marteaux le moment venu.

Le sectionnement des câbles a été effectuée par sciage avec une scie télécommandée (photo 2).

Les absorbeurs qui étaient placés dans le sens de détension ont parfaitement fonctionné (photos 3 et 4) pour les câbles du « pont sur la Seine » (les autres câbles du « viaduc d'accès » étant à l'heure actuelle pas encore démontés).



Photo 1 : encombrement latéral des absorbeurs – Source : RST



Photo 2 : scie télécommandée – Source : RST



Photo 3 : absorbeurs – Source : RST



Photo 4 : absorbeurs – Source : RST



Photo 5 : absorbeurs du côté opposé – Source : RST

Comme prévisible, une grande partie des absorbeurs, situés dans le sens contraire de la détension, n'a pas été sollicitée (photo 5). Il n'y a eu aucun dommage dans l'ouvrage malgré cette méthode brutale de rupture.

Il est à noter que de nombreuses difficultés sont apparues pour le démontage des ancrages de câble (photos 7 et 8). En effet, du fait de la présence de coulis entre la gaine en PEHD et le tube coffrant, la tête d'ancrage était quasiment solidaire de l'entretoise, et il a fallu des vérins très puissants pour les enlever. Cela confirme a posteriori que les câbles sont bien partiellement bloqués dans les deux sens et que le



Photo 6 : absorbeurs du côté où il ne s'est rien passé – Source : RST

flambement du câble du fait de son blocage est un phénomène très plausible.

La principale difficulté provenait de ce que l'effort à mettre en œuvre pour extraire les têtes d'ancrage n'était pas connu au départ, si bien que dans certains cas la chaise métallique, conçue pour l'occasion, et servant d'appui aux vérins lors de l'opération a subi un début de flambement (photos 9 et 10).

Au final, différents matériels ont été utilisés, développant des puissances d'extraction variables de 30 à 150 tonnes.



Photo 7 : démontage des ancrages – Source : RST



Photo 8 : démontage des ancrages – Source : RST



Photo 9 : démontage des ancrages – Source : RST



Photo 10 : démontage des ancrages – Source : RST

Le remplacement de la précontrainte n'a pas posé de problèmes particuliers. La conception des nouveaux câbles a été adaptée afin de réutiliser les plaques d'ancrage existantes. Les nouveaux câbles ont été injectés à la cire pétrolière et les surlongueurs de câbles ont été laissées en place aux abouts (avec un capot de protection) pour permettre leur démontage ultérieur plus aisé (photos 11 et 12).

Les opérations d'injection des câbles ont été émaillées de plusieurs éclatements de gaines sous l'effet conjugué de la haute pression d'injection et de la température de la cire (photos 13 et 14). Certains câbles sont en effet très longs (jusqu'à 340 m), et la température extérieure lors de cette phase de travaux était basse.

Il a donc été nécessaire de réaliser l'injection non pas à partir d'un des deux ancrages mais à partir d'un point intermédiaire proche du milieu du câble.

Une autre particularité de l'ouvrage est la présence de câbles comportant une zone de bouclage autour des bossages de l'appui cantilever. Cette solution avait le double avantage d'éviter la réalisation d'un bloc d'ancrage au droit du cantilever et de conforter l'accrochage des bossages sur l'âme du caisson.

Cependant, afin de répartir au mieux l'effort de précontrainte le long du bossage, le bouclage est réalisé de la façon suivante :

- dans la zone de bouclage, les torons nus sont insérés dans des tubes métalliques individuels, ces derniers étant soudés sur la plaque métallique qui leur sert de support, elle-même posée directement sur le béton ;
- au-delà de l'entretoise les torons sont regroupés à l'intérieur d'une gaine PEHD classique ;
- entre les deux, on trouve une zone d'épanouissement des torons dans laquelle ceux-ci subissent une déviation dans le plan vertical.

Le choix ayant été fait de remplacer la précontrainte à l'identique, le principe de ce dispositif a été reconduit, en améliorant cependant la protection des torons par l'adjonction d'un carter métallique englobant l'ensemble des tubes individuels et injecté à la cire. Cette partie des câbles, située à la verticale d'un joint de chaussée, est en effet particulièrement exposée à l'humidité, ceci malgré la réfection récente du joint et de son dispositif de recueil des eaux.



Photos 11 et 12 : réutilisation des plaques d'ancrage et surlongueurs aux abouts (avant pose du capot de protection) – Source : RST



Photos 13 et 14 : éclatement de certaines gaines – Source : RST



L'enfilage des torons dans les tubes a été délicat du fait des frottements le long des tubes à faible rayon de courbure (1,25 m). Après plusieurs tentatives infructueuses, ils ont d'abord été poussés jusqu'à la sortie du tube déviateur, puis poussés-tirés (figure 8).

## Suivi de l'ouvrage lors du démontage de la précontrainte

### Procédure de suivi de l'ouvrage

Le phasage de remplacement des câbles du viaduc de Saint-Cloud a été établi de manière à limiter la décompression en limitant l'ouverture des joints entre voussoirs et en assurant un niveau de sécurité suffisant pour toutes les phases du chantier. Pour s'en assurer, le comité technique a néanmoins demandé la mise en place d'un suivi de l'ouvrage durant les phases de travaux de détente.

Ce suivi comprend :

- une détermination de l'effet théorique de la détente de câbles lors d'une phase de démontage ;

- l'établissement d'un organigramme d'aide décisionnelle basé sur des seuils de décompression de joints entre voussoirs à ne pas dépasser ;
- la mise en œuvre d'une instrumentation permettant un suivi en direct de la structure dans les zones jugées les plus critiques.

### Organigramme d'aide à la décision

La Division des Ouvrages d'Art et des Tunnels (DOAT) de la Direction régionale de l'équipement Ile de France (DREIF) a été missionnée pour déterminer des seuils admissibles de décompression de joints ; ils correspondent à des niveaux de sollicitation acceptables des câbles de précontrainte intérieure suite à la découpe de câbles, et ce pour des cas de chargement réalistes pour l'ouvrage en termes de trafic et de gradients thermiques. Différents niveaux de décompression ont été déterminés ; pour chacun d'entre eux, la conséquence de la poursuite de la découpe, et celle de la remise en circulation de l'ouvrage ont été analysées. Cette réflexion a conduit la maîtrise d'œuvre à l'établissement d'un organigramme d'aide décisionnelle validé par le comité technique.

L'intérêt d'un tel organigramme pour la maîtrise d'œuvre est qu'une réponse à toute situation ait été réfléchi au préalable, et qu'elle n'ait pas à prendre une décision dans l'urgence d'un événement imprévu.

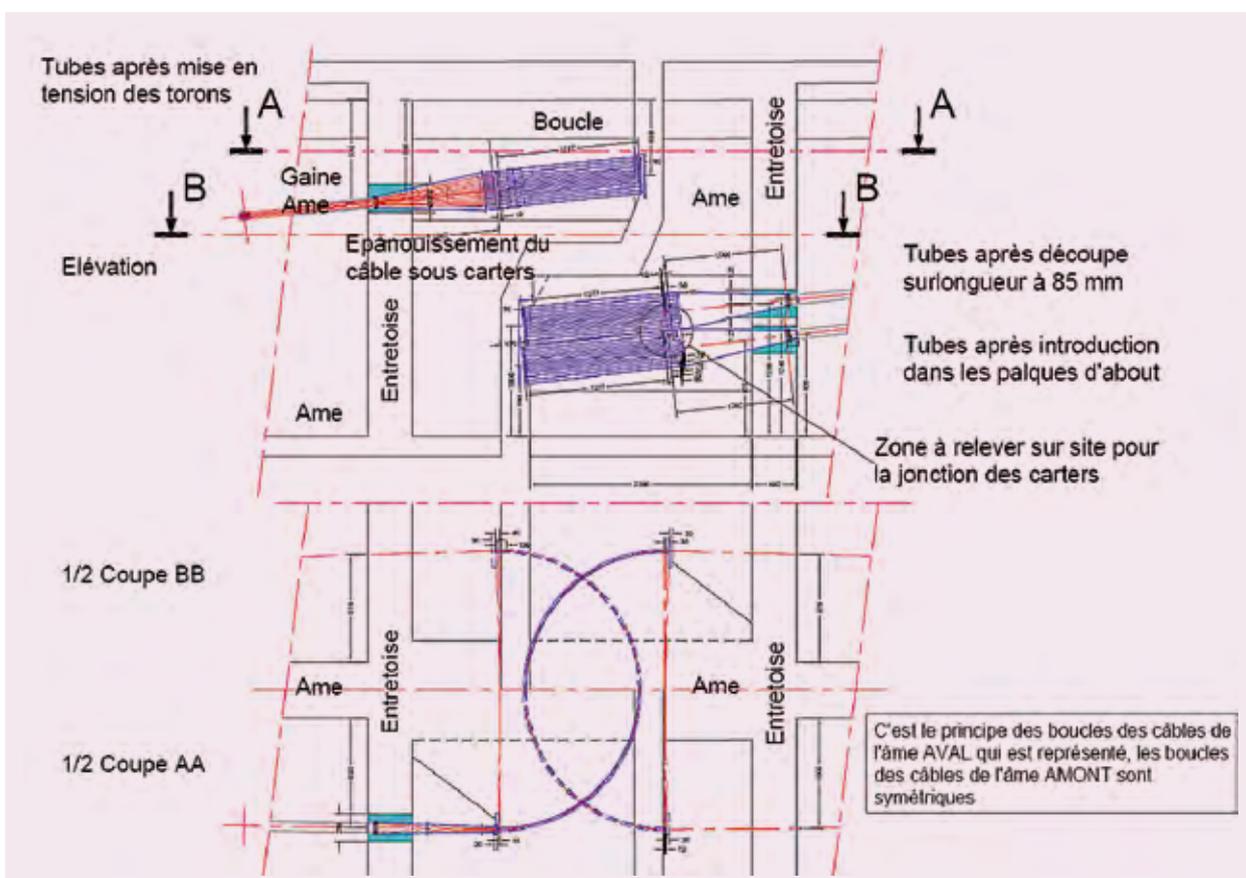


Figure 8 : principe de remplacement des câbles du cantilever – Source : RST

### Identification des joints de voussoirs à instrumenter

Lors de l'étude du remplacement de la précontrainte du viaduc, la DOAT avait modélisé l'ouvrage afin de déterminer un phasage de découpe et de remplacement des câbles. À partir de cette étude, il a été possible, d'une part d'identifier les joints entre voussoirs dont les niveaux de compression après détente sont les plus faibles pour une phase donnée, et d'autre part de connaître un ordre de grandeur des niveaux de décompression théoriques.

### Instrumentation de l'ouvrage

Pour chaque phase de découpe, les quatre joints entre voussoirs les plus critiques ont été instrumentés. En fonction du positionnement des joints dans la travée, le hourdis inférieur, ou le hourdis supérieur a été équipé à l'aide de capteurs de déplacement : deux capteurs en hourdis inférieur lorsque la décompression est attendue en fibre inférieure, trois capteurs en hourdis supérieur sinon.

Lors de chaque phase de découpe, l'instrumentation a été menée en trois étapes. La première étape consiste en un « apprentissage » du fonctionnement des zones instrumentées qui permet d'appréhender le comportement des joints sous trafic et sous gradient thermique avant découpe sur un cycle de 24 h, et aussi de s'assurer d'un fonctionnement normal avant travaux. Ensuite, lors des travaux, les mesures donnent la variation de contraintes au niveau des joints et leur éventuelle décompression pour la découpe de chaque câble. La troisième étape consiste en un suivi de l'ouvrage sous circulation et sous gradient thermique durant plusieurs heures après la découpe ; en effet, les

travaux étaient effectués de nuit, et l'ouvrage était donc plus sollicité le jour (trafic, température).

Il est à noter que le sectionnement des premiers câbles c'est effectué sans circulation. Les sectionnements des câbles suivants ont eu lieu la nuit mais sous circulation, ce qui aurait été sans doute impossible sans absorbeur et sans instrumentation.

L'instrumentation a par ailleurs permis de valider certaines hypothèses introduites dans les modèles de calcul.

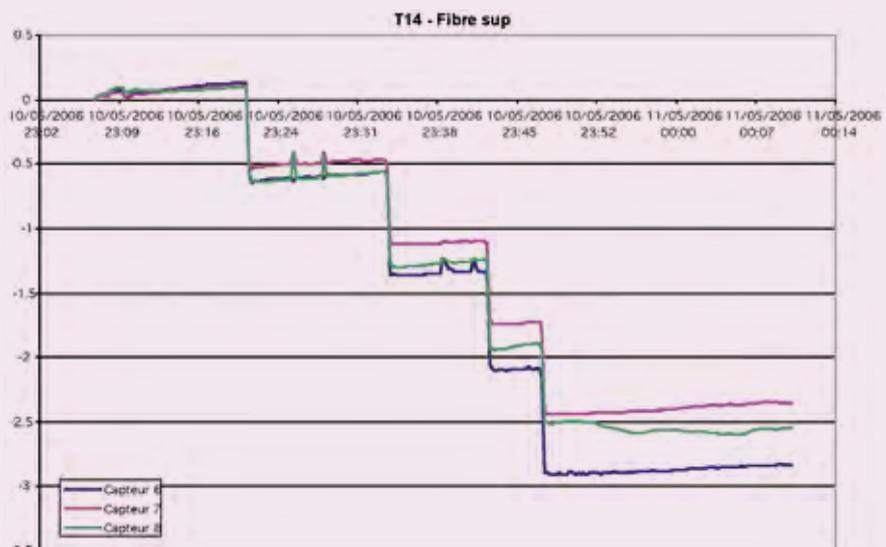
L'instrumentation devait répondre à un cahier des charges relativement exigeant : les capteurs devaient mesurer des grandeurs allant de quelques  $\mu\text{m}$  à quelques dixièmes de mm, la maîtrise d'œuvre devait pouvoir connaître la décompression de chaque joint après chaque découpe élémentaire de câble, les mesures devaient être réalisées en toute sécurité. Les capteurs utilisés étaient des capteurs inductifs avec une précision supérieure au  $\mu\text{m}$ , reliés à une centrale d'acquisition. Pour des raisons de sécurité, la centrale était située dans l'alvéole opposée à la zone de découpe des câbles, et les mesures étaient transmises à la maîtrise d'œuvre par émetteur radio.

La définition et la mise en œuvre de l'instrumentation ont été réalisées par le Laboratoire Régional de l'Est Parisien de la DREIF.

Le graphe présenté figure 9 représente la variation de déplacements en  $\mu\text{m}$  au niveau d'un joint en hourdis supérieur (trois capteurs) lors de la découpe de quatre câbles. On constate un comportement proche de la théorie, à savoir une même variation de déplacement par découpe élémentaire de câble.



Photo d'un capteur



Courbe de suivi d'un joint lors de la détente de 4 câbles

Figure 9 : suivi de l'ouvrage – Source : Thierry Saez (Sétra)

### Conclusion du suivi de l'ouvrage

Cette procédure a montré son utilité lors d'une phase de détente durant laquelle la maîtrise d'œuvre a décidé de ne pas détendre un câble (sur cinq prévus) après dépassement d'un seuil ; cela a conduit à un maintien du suivi des décompressions des joints après réouverture de l'ouvrage sans restriction de circulation, ainsi qu'à une révision du phasage de réparation pour ne pas risquer d'endommager localement la structure.

## Conclusion

---

L'ensemble de ces études et essais financés par la direction générale des routes (DGR) dans le cadre du viaduc de Saint-Cloud ont largement fait progresser nos connaissances sur la précontrainte extérieure.

Tout d'abord, l'éventualité d'un phénomène de corrosion fissurante sous tension après de nombreuses années de service démontre que la qualité de l'injection est primordiale pour la pérennité des câbles de précontrainte extérieure et qu'un examen détaillé de l'état de cette précontrainte est à préconiser dans le cadre des inspections détaillées des ouvrages.

Nos connaissances sur la dynamique de la rupture ont grandement progressé grâce aux efforts conjoints de tout le réseau scientifique et technique du ministère. Le phénomène de flambement existe si les câbles sont suffisamment longs. L'absorbeur breveté et présenté dans cet article n'empêche pas complètement ce phénomène mais limite très fortement ses effets ce qui peut être très intéressant dans certains cas. Même si le fouettement arrière du câble n'a pas été observé, il peut dans certains cas se révéler particulièrement dangereux. Les absorbeurs ainsi conçus permettent aussi d'éviter ce phénomène en absorbant l'énergie du câble de manière contrôlée ce qui permet par voie de conséquence de réduire le fouettement transversal.

Cela suppose cependant la pose d'un élément devant chaque entretoise et chaque déviateur et que l'injection des câbles soit correcte à ce niveau afin de transmettre les efforts. Le coût est assez important ainsi que le délai de pose.

Si la conception de l'absorbeur a été faite pour les câbles du viaduc de Saint-Cloud, les réflexions développées permettent une adaptation à d'autres câbles ou d'autres diamètres de gaines. Un redimensionnement par modèle numérique ainsi que la réalisation d'essais en laboratoire est cependant indispensable ■

# Âge et durée de vie des ponts du réseau routier national non concédé (RRNNC)

Nathalie Odent, Thierry Kretz

## Le patrimoine des ouvrages sur le RRNNC

À la suite de la décentralisation en 2006, le réseau routier national non concédé comporte environ 10 000 km de routes, 12 000 ponts et 5 000 ouvrages de soutènement.

Le tableau 1 donne la décomposition du patrimoine de ponts par familles d'ouvrages.

La figure 1 illustre la distribution en surface par famille d'ouvrages. Les ponts en béton précontraint représentent la moitié, le béton armé un quart et les ouvrages mixtes acier-béton un huitième de la surface du patrimoine. Les ouvrages divers regroupent 62 ponts, d'une surface moyenne élevée, de 1 900 m<sup>2</sup>. Ils comptent notamment de grands ouvrages particuliers tels que deux franchissements suspendus, trois ponts à haubans et douze ponts en arc. Néanmoins, leurs poids en surface est faible (2 %) dans le patrimoine. Par contre, leur coût de maintenance ne l'est pas, comme l'a montré le cas du pont d'Aquitaine récemment.

Familles d'ouvrages	% en nombre	% en m <sup>2</sup> de tablier	Âge moyen du pont	Âge moyen du m <sup>2</sup> de pont
Béton armé	50	26	26 ans	26 ans
Buses béton	8	4	20 ans	20 ans
Buses métalliques	9	3	28 ans	27 ans
Béton précontraint	17	48	27 ans	28 ans
Maçonnerie	11	3	124 ans	148 ans
Métal seul	0,5	2	34 ans	28 ans
Mixte acier-béton	4	12	21 ans	17 ans
Ouvrages divers	0,5	2	32 ans	28 ans
Ensemble	100	100	36 ans	30 ans

Tableau 1 : distribution et âge moyen par famille d'ouvrages

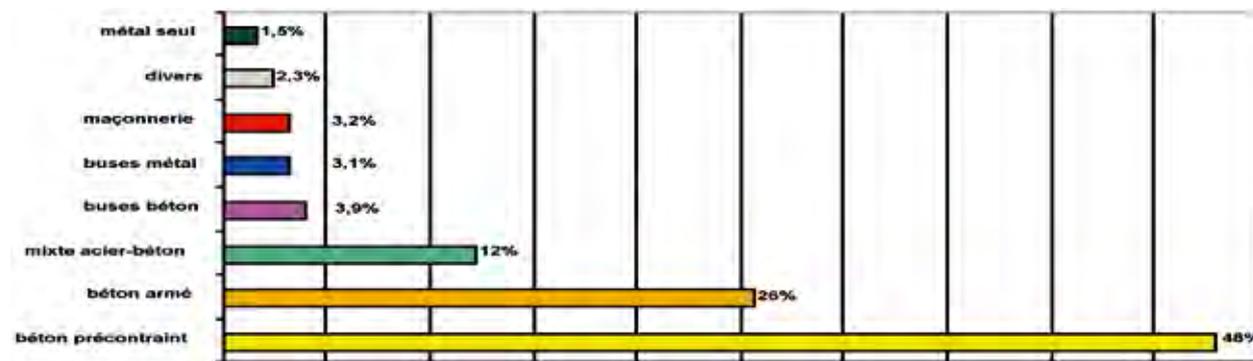


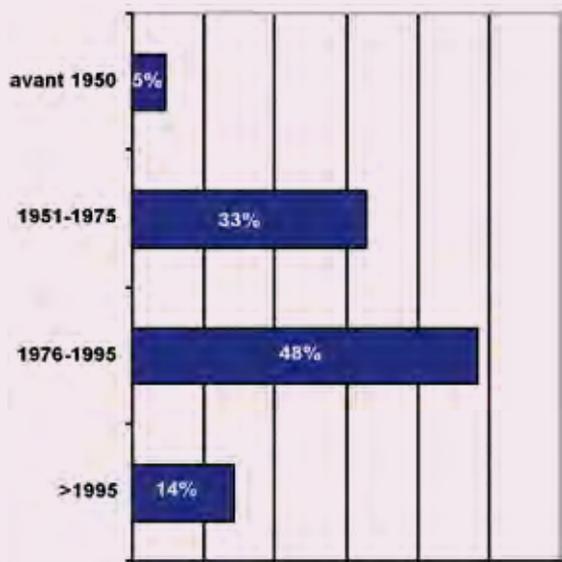
Figure 1 : distribution en surface par famille d'ouvrages

Le patrimoine d'ouvrages d'art est relativement récent (figure 2) : l'âge moyen des ponts est de 36 ans en nombre et 30 ans en surface en 2007 (tableau 1). La part d'ouvrages très anciens (construits avant 1950) est très faible en surface dans le patrimoine (5 %), mais elle représente néanmoins 13 % des ponts. Il s'agit d'environ 1 500 ponts, dont 80 % en maçonnerie, ponts de petite taille puisque leur surface moyenne est de 155 m<sup>2</sup>, alors que la surface moyenne des ouvrages du patrimoine total est de 434 m<sup>2</sup>.

Les ouvrages en béton précontraint anciens (construits avant 1976) représentent un cinquième du patrimoine en surface, pour une surface unitaire moyenne voisine de 1 400 m<sup>2</sup>. On y trouve majoritairement des ponts-dalles, une centaine de ponts-caissons et soixante-huit VIPP (viaducs à travées isostatiques à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension).

Les ouvrages métalliques ou mixtes anciens (construits avant 1976) représentent un peu moins de 150 ouvrages et seulement 2,5 % du patrimoine en surface, mais leur taille moyenne avoisine 1 000 m<sup>2</sup>. Toutefois, certains ouvrages métalliques ou mixtes (ponts à béquilles, ponts suspendus) sont répertoriés dans les ouvrages divers et non parmi les ouvrages métalliques ou mixtes.

Les ouvrages divers anciens (construits avant 1976) représentent seulement 1 % du patrimoine en surface. On y dénombre environ 25 ouvrages. Ils dépassent 2 000 m<sup>2</sup> en moyenne. Les deux ponts suspendus (pont d'Aquitaine et pont du Teil) représentent 30 % de la surface totale, les ponts en arc 24 % et les ponts à béquilles 22 %. On y répertorie notamment un pont à béquilles à dalle orthotrope de 9 000 m<sup>2</sup> (viaduc de Caronte).



1950, correspond au grand développement de la technique du béton précontraint. Avant cette date, les ponts étaient essentiellement en maçonnerie, en béton armé ou en métal.

1975, correspond à la prise en charge dans le règlement de calcul du béton précontraint des phénomènes de fluage et de gradient thermique.

1995, correspond à l'introduction dans l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'entretien des Ouvrages d'art de la méthodologie IQOA, avec obligation de recenser précisément les ponts et leurs caractéristiques techniques

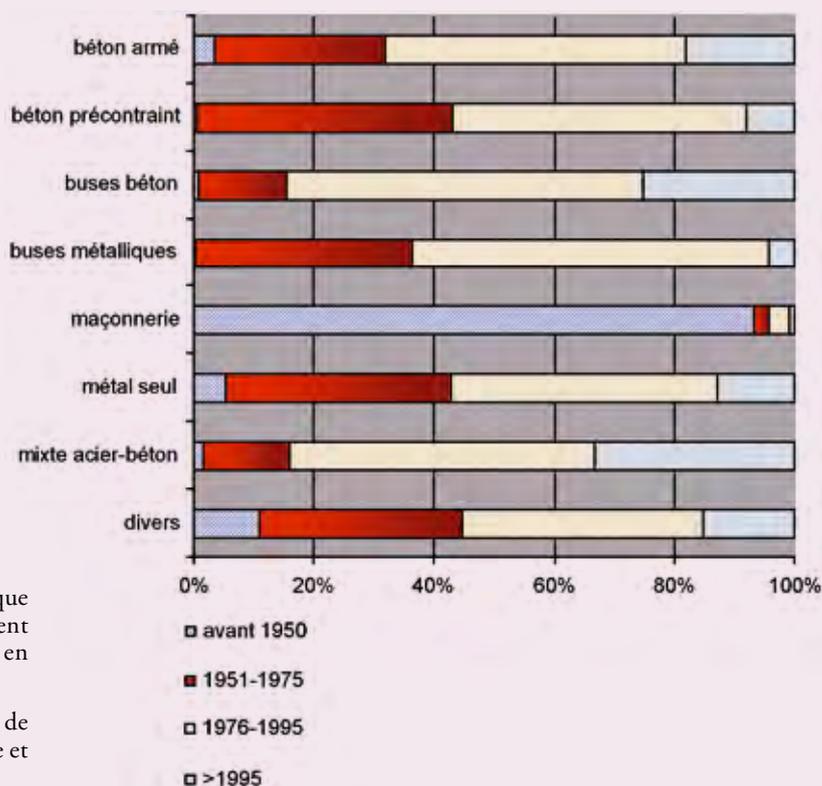


Figure 3 : âge de construction des différentes familles d'ouvrages (en surface)

Figure 2 : distribution en surface par période de construction

## La durée de vie attendue des ouvrages

Il est habituel de dire que les ponts modernes sont conçus pour avoir une durée de vie de 100 ans. Cette assertion peut être traduite de la façon suivante : les phénomènes de dégradation physico-chimiques ou mécaniques prévisibles des matériaux sont pris en compte lors de la conception et de l'exécution, de telle sorte qu'ils n'entraînent pas la perte des performances attendues de l'ouvrage pendant sa durée de vie (soit 100 ans), sous réserve d'un entretien normal de l'ouvrage. Il convient de noter que :

- Seuls les phénomènes de vieillissement connus à la date de construction sont pris en compte ; les ouvrages plus anciens ne sont donc pas « protégés » de façon explicite.
- Les conditions d'exposition et d'usage n'ont pas toujours été anticipées ; ainsi le salage généralisé des routes peut conduire à la détérioration des bétons par pénétration des chlorures et l'augmentation de la masse des PL peut se traduire par un endommagement en fatigue rapide des structures métalliques.

En tout état de cause, on peut comprendre la durée de vie comme la période à l'issue de laquelle l'ouvrage demandera des travaux de réhabilitation importants, sinon son remplacement. Ainsi, il est courant de rechemiser les buses métalliques en fin de vie plutôt que de les remplacer. Il est à noter que l'on peut dans certains cas prolonger la durée de vie par des travaux d'entretien préventif (protection des bétons vis-à-vis de la pénétration des chlorures et du CO<sub>2</sub> pour empêcher la corrosion des armatures, retro-fitting (rajeunissement, remise en bon état) des assemblages métalliques soudés pour augmenter leur résistance à la fatigue).

On trouvera en annexe un aperçu rapide des mécanismes de vieillissement des ouvrages. De façon schématique, nous dirons que :

- la conception des ouvrages en béton armé est satisfaisante depuis 1940 en France, celle des ouvrages en béton précontraint depuis 1975 seulement ;
- le matériau béton est correctement formulé pour des ambiances normalement agressives, mais les enrobages minimaux sont souvent insuffisants ; la résistance au gel n'est bien maîtrisée que depuis 1982 et le risque de pénétration des chlorures (résultant des sels de déverglaçage) n'a en général pas été anticipé.
- les réactions de gonflement interne du béton sont connues et maîtrisées depuis une quinzaine d'années pour la Réaction Alcali Granulats et quelques années seulement pour la Réaction Sulfatique Interne.
- les câbles de précontrainte sont de bonne qualité depuis 1970, mais les coulis de protection ne sont vraiment sûrs que depuis huit ans environ ;

- les aciers sont de bonne qualité depuis 1950, mais l'endommagement en fatigue n'est totalement pris en compte que depuis 1996.

La plupart des ouvrages du patrimoine existant ne respectent donc pas tous les critères aujourd'hui définis pour garantir une durée de vie de 100 ans. Pour apprécier leur durée de vie résiduelle, nous examinerons d'une part nos données sur les ouvrages démolis et d'autre part l'état des ouvrages par famille.

Les statistiques annuelles de la construction et de la démolition donnent un nombre de 1 250 ponts démolis et reconstruits entre 1975 et 2005 sur les routes nationales et départementales (300 ponts en béton armé, 50 ponts en béton précontraint, 600 ponts métalliques et 300 ponts en maçonnerie), à rapporter à un nombre de 40 000 ouvrages existants sur ce réseau en 1975, soit 0,1 % par an. L'espérance de vie théorique correspondante est donc de 500 ans. Toutefois, inversement, si l'on se réfère uniquement aux ouvrages démolis, la durée de vie moyenne ressort à 73 ans seulement.

L'analyse de l'état des ouvrages permet une approche physique de leur durée de vie probable. Les recherches menées dans le cadre du projet BRIME (Bridge Management In Europe) montrent que les ouvrages du patrimoine français souffrent des mêmes causes de dégradation que dans la plupart des pays d'Europe :

- la qualité insuffisante du béton, d'où résultent la carbonatation et la pénétration des chlorures jusqu'au niveau des armatures et parfois une dégradation par les cycles de gel/dégel ;
- le manque d'enrobage des aciers passifs, qui, combiné avec la mauvaise qualité du béton, conduit à la corrosion des armatures ;
- la corrosion des câbles de précontrainte, résultant souvent d'une mauvaise injection des gaines de précontrainte ;
- les défauts d'étanchéité et d'évacuation des eaux.

Familles d'ouvrages	Âge moyen des ponts	Âge moyen des ponts démolis
Béton armé	26 ans	51 ans
Béton précontraint	27 ans	31 ans
Maçonnerie	124 ans	84 ans
Métal	34 ans	82 ans

Tableau 2 : âge moyen par famille d'ouvrages des ouvrages en service et des ouvrages démolis

Ces constatations ont conduit un groupe d'experts du Rst que nous avons consulté à réviser à la baisse la durée de vie théorique des ouvrages. Leur avis est résumé dans le tableau 3 ci-dessous. Il est à noter que « durée de vie » est à comprendre « comme durée moyenne à l'issue de laquelle des travaux de réhabilitation importants sont à prévoir ».

Ce tableau appelle les commentaires suivants :

- les ouvrages en maçonnerie constituent l'essentiel (80 %) des ouvrages datant d'avant 1950. D'après l'évaluation de leur état par la méthodologie IQOA, on recense parmi eux 10 ponts classés 3U (c'est-à-dire nécessitant un diagnostic en urgence, voire des travaux de réparation à court terme pour prévenir un effondrement, si le diagnostic confirme la gravité des dégradations), alors que la population totale en compte 112 en 2007. Ils représentent donc moins d'un dixième des ouvrages du patrimoine ayant besoin d'une intervention urgente. Les ponts en maçonnerie ont en effet, d'une manière générale, un mode de dégradation lent et ont prouvé leur robustesse : ils traversent les siècles. Ceci est un peu moins vrai pour les maçonneries de briques du Nord de la France, qui s'endommagent souvent après cent cinquante ans, du fait des cycles de gel-dégel. Globalement, la durée de vie estimée pour cette famille reste très élevée : 250 ans ;
- pour les buses métalliques, deux durées de service réduites sont proposées : 35 ans pour les buses construites avant 1980 et 45 ans pour les autres, plus récentes, pour lesquelles de nouvelles spécifications datant de 1980 permettent d'espérer une durée de vie légèrement plus longue ;

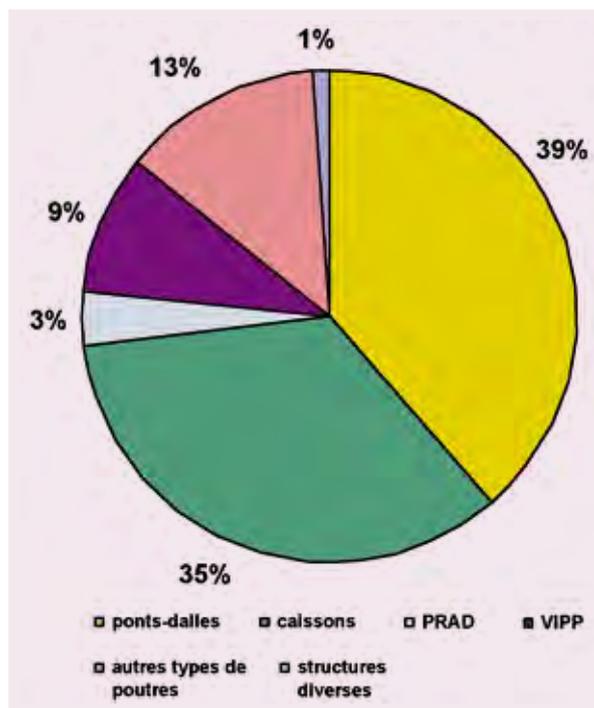


Figure 4 : distribution en surface des ouvrages anciens en béton précontraint dans les types de structure avant 1976

- les ouvrages en béton précontraint anciens (construits avant 1976) représentent plus de la moitié en surface du patrimoine construit pendant cette période (figure 4). Près de 30 % de ces ouvrages présentent des risques structurels à court ou moyen terme, d'après leur évaluation IQOA, d'où une appréciation relativement pessimiste de leur durée de vie moyenne ;

Familles d'ouvrages	Âge moyen du pont	Durée de vie théorique	Durée de vie réduite	Commentaires
Béton armé	26 ans	100 ans	80 ans	Carbonatation et corrosion d'armatures
Buses béton	20 ans	70 ans	70 ans	Idem béton armé
Buses métalliques	28 ans	70 ans	35/45 ans	Corrosion précoce dans sols agressifs
Béton précontraint	27 ans	100 ans	70 ans	Corrosion des armatures de précontrainte des ouvrages anciens
Maçonnerie	124 ans		250 ans	
Métal	34 ans	100 ans	70 ans	Fatigue
Mixte acier-béton	21 ans	100 ans	80 ans	Dalle en béton armé

Tableau 3 : durées de vie théorique et prévisible par famille d'ouvrages

- la carbonatation du béton armé a fait l'objet d'une étude exhaustive sur un lot homogène d'ouvrages autoroutiers « standards », PRBA et PSDP de 20 à 25 ans. La profondeur de carbonatation moyenne des piles est de 11 mm, un tiers dépassant 15 mm. Compte tenu d'un enrobage moyen de 25 mm, ce résultat conduit à pronostiquer l'amorce de la corrosion des armatures à 50 ans et une dégradation plus importante à 80 ans. Des recherches complémentaires menées au LCPC sur les ponts à poutres en béton armé conduisent à des résultats similaires, voire un peu plus critiques.

## Conclusion

---

La durée de vie d'un ouvrage d'art est une notion encore assez abstraite, car le patrimoine d'ouvrages d'art est jeune et les démolitions pour cause de sénescence sont très rares. Mais cette notion est très utile, lorsqu'elle est comprise comme l'âge moyen auquel une famille d'ouvrages d'art demandera des travaux de réhabilitation importants.

La prévision d'une durée de vie probable résulte de nos connaissances des mécanismes de vieillissement des matériaux confrontés au retour d'expérience sur le comportement in-situ des ouvrages. Des progrès considérables ont été faits depuis une dizaine d'années sur l'analyse des mécanismes de dégradation du béton, de même que sur notre capacité à formuler des bétons de haute durabilité. Ces connaissances, confirmées par le retour d'expérience, laissent à penser que la durée de vie des ouvrages ou parties d'ouvrages en béton armé sera de l'ordre de 80 ans.

Du fait qu'ils sont très peu sollicités en fatigue, les câbles de précontrainte bien protégés contre la corrosion devraient avoir une durée de vie très longue. Malheureusement, l'expérience nous montre que cette protection, traditionnellement assurée par un coulis de ciment, est souvent déficiente, en particulier sur les ouvrages les plus anciens. La durée de vie attendue est donc estimée à environ cinquante ans pour les ouvrages construits avant 1975, contre cent ans pour les ouvrages plus récents.

Les ouvrages métalliques sont essentiellement endommagés mécaniquement par des phénomènes de fatigue. Là encore, le pronostic de durée de vie doit être plus sévère pour les ouvrages anciens, qui n'ont pas été dimensionnés en conséquence.

L'analyse du patrimoine d'ouvrages d'art en France permet de conclure qu'il ne devrait pas y avoir de détérioration brutale de l'état du patrimoine dans les quinze années à venir, sous réserve de la poursuite de la politique de gestion et d'entretien actuelle. Les priorités qui se dégagent sont la réhabilitation de vieux ponts en maçonnerie, la rénovation des buses

métalliques et le renforcement ou la réhabilitation d'un nombre limité de ponts en béton précontraint (les travaux sont en cours ou achevés pour 4 d'entre eux). Il serait également intéressant de développer la politique d'entretien préventif de certains vieux ouvrages en béton armé, pour prolonger leur durée de vie.

Aujourd'hui, les désordres sont essentiellement détectés lors de visites ou d'inspections de l'état apparent, donc extérieur, des ouvrages. Pourtant, se développent des techniques de contrôles non destructifs qui permettent d'évaluer l'état d'endommagement des matériaux en profondeur, avant que les désordres n'apparaissent en surface des structures. L'utilisation plus fréquente de ces méthodes de détection pourrait permettre aux gestionnaires de faire appliquer des produits de protection à des ouvrages ayant atteint une certaine maturité ou situés dans des environnements défavorables, avant que les dégradations ne soient trop avancées.

Il s'agit ainsi d'encourager la maintenance préventive du patrimoine, pour prolonger sa durée de vie. En effet, les statistiques mettent en évidence que le patrimoine est relativement jeune (30 à 40 ans en moyenne d'âge). 80 % du nombre des ponts a entre 7 et 44 ans. La figure 2 a montré que les ouvrages de plus de soixante ans représentent seulement 5 % de la surface du patrimoine sur le réseau routier national.

Les méthodes actuellement mises en œuvre permettent de faire face aux besoins et de se prémunir d'un effondrement causant des victimes. Mais, quand le taux d'ouvrages anciens augmentera très significativement dans les prochaines décennies, les moyens actuels risquent d'être insuffisants. C'est pourquoi encourager dès aujourd'hui par tous les moyens possibles existants la mise en œuvre d'une politique de maintenance préventive représente un intérêt économique et sécuritaire indéniable ■

## Annexe - Historique des connaissances sur le vieillissement des matériaux et structures

---

### Vieillesse mécanique

Dès 1940, le règlement de calcul des ouvrages en béton armé imposait des conceptions de ferrailage relativement satisfaisantes, y compris vis-à-vis de la reprise de l'effort tranchant. Le parc des ouvrages en béton armé anciens ne souffre donc pas de pathologies liées à des défauts de conception.

Ce n'est malheureusement pas le cas des ouvrages en béton précontraint. En effet, les pertes de

précontrainte par relaxation des armatures et fluage du béton n'ont été prises en compte qu'à partir de 1975. Il en a été de même des effets du gradient thermique. Les anciens ouvrages en béton précontraint souffrent donc d'un déficit de précontrainte. De plus, une confiance excessive dans la compression apportée par la précontrainte s'est traduite par une insuffisance d'aciers passifs dans les ouvrages en béton précontraint datant d'avant 1975, en particulier dans les ouvrages à poutres, et même par l'absence d'un système d'étanchéité.

La fatigue des ouvrages métalliques est connue et partiellement prise en compte depuis longtemps dans les dispositions constructives et le choix de certaines épaisseurs minimales, mais les règles de l'art permettant la vérification complète en fatigue datent de 1996. De plus l'effet toujours croissant des charges d'exploitation n'a en général pas été anticipé à la conception.

### Vieillesse physique

La rupture fragile des aciers par temps froid est un phénomène dont la compréhension fine avec la mise en évidence d'une température de transition, date seulement des années 1950. Des ruptures spectaculaires de ponts se sont produites à l'étranger sur des structures soudées datant de la première moitié du XX<sup>e</sup> siècle, par exemple le pont de Hasselt en Belgique (1938). Mais les ruptures les plus importantes furent celles des bateaux entièrement soudés construits pendant la deuxième guerre mondiale.

### Vieillesse physico-chimique

Les armatures de précontrainte produites avant 1970 peuvent présenter une sensibilité critique à la corrosion fissurante sous tension.

La corrosion par dissolution de l'acier est bien sûr connue depuis toujours ; par contre une confiance excessive dans certaines méthodes de protection des câbles a conduit à de sérieux déboires (exemples des ponts de Tancarville et d'Aquitaine).

La dégradation par le gel des bétons a été étudiée dès 1987, par un groupe de travail connu sous le sigle GRA - Groupe Rhône-Alpes - comprenant des maîtres d'œuvre et des laboratoires privés ou publics de la région Rhône-Alpes. Les résultats de cette réflexion ont été concrétisés en mars 1992 par un document intitulé « Recommandations spécifiques à l'élaboration des bétons pour les parties d'ouvrage non protégées des intempéries et soumises à l'action du gel ».

Les risques de pénétration ou d'attaque par des agents agressifs du béton (CO<sub>2</sub>, chlorure, sulfate...) sont connus depuis longtemps, et différentes dispositions

ont toujours été recommandées pour s'en prémunir : choix et teneur en ciment, enrobage des armatures, limitation de la fissuration. Mais la connaissance fine des mécanismes de transport dans le béton date seulement d'une dizaine d'années et le développement de modèles de vieillissement est encore plus récent ; leur application reste délicate et réservée aux très grands ouvrages ; une approche plus simple, basée sur des indicateurs de durabilité spécifiques, a été développée par le LCPC et publiée en 2004 (guide AFGC sur la durabilité du béton 2004).

Nos connaissances sur les réactions de gonflement interne du béton sont également très récentes :

- La Réaction Alkali-Granulats (RAG) est une réaction entre les alcalins solubles du béton et une certaine forme de silice réactive spécifique à certains granulats en présence d'eau ; elle se traduit par la formation d'un gel gonflant interne au béton, dont le développement génère la fissuration, puis la déstructuration progressive du béton. Cette réaction ne se manifeste qu'en présence d'eau (hygrométrie supérieure à 80 %). Les principes de prévention sont définis dans les « Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » (LCPC, 1994) et complétés par le « Guide de rédaction des pièces écrites » (Sétra, 1996).
- La Réaction Sulfatique Interne (RSI) peut être définie par la formation différée d'ettringite dans un matériau cimentaire, plusieurs mois voire plusieurs années après la prise du ciment, sans l'apport de sulfates externes. Le terme « différée » signifie que l'ettringite n'a pas pu se former lors de l'hydratation du ciment, et ceci en raison d'un échauffement important du béton dans les heures ou les jours qui suivent son coulage. Les principes de prévention sont définis dans les « Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne » (LCPC, octobre 2007).

## Information sur le système logiciel OM3

### Calcul des ponts mixtes aux Eurocodes

C'est un outil de dimensionnement et de vérification selon les Eurocodes des poutres des ponts dont le tablier est constitué d'une ossature métallique sous chaussée, solidarifiée par des connecteurs à une dalle de béton armé (dits ponts mixtes acier-béton).

#### Présentation du logiciel

OM3 s'applique aux ponts mixtes à travées indépendantes ou continues avec un nombre de travées continues limité à 20. Transversalement, le tablier peut comporter de **deux à six poutres métalliques identiques**, avec des entraxes constants le long de l'ouvrage ou **un caisson métallique** dont l'inclinaison des âmes est constante sur tout l'ouvrage. Les poutres ou le caisson peuvent avoir une hauteur d'âme variable; leurs membrures inférieure et supérieure sont d'épaisseurs variables sur la longueur du pont.

OM3 reproduit chronologiquement la plupart des opérations de construction d'une ossature mixte : pose de la poutraison métallique, phase de bétonnage du hourdis, dénivellations d'appui après durcissement du béton, retrait et changement du module du béton, chargements...). Dans le cas des ossatures mixtes, la

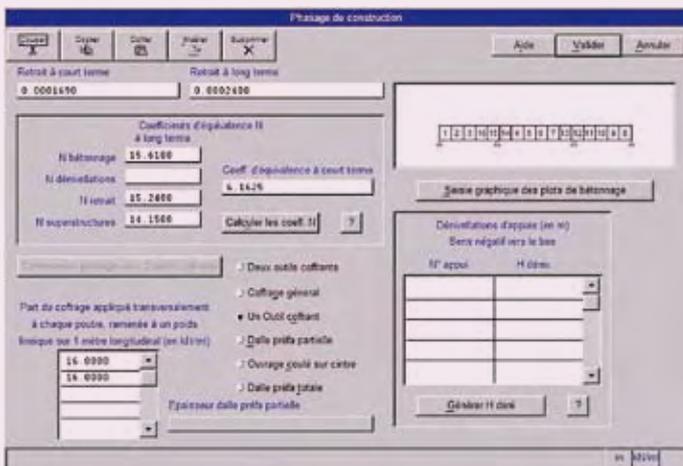
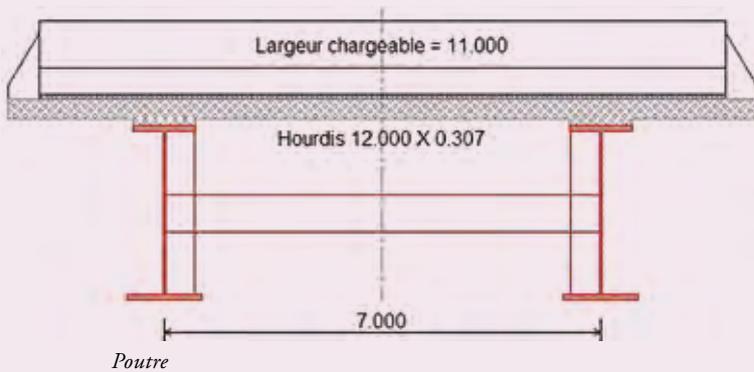
structure évolue en cours de construction avec les étapes de coulage et de prise du béton; c'est une des particularités d'OM3 de modéliser facilement tous les types de phasage de réalisation de la dalle. Le problème du contrôle de la fissuration pendant les phases de construction, peut ainsi être facilement traité en intégrant en particulier une partie du retrait au jeune âge. Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée (emplacement et largeur de la chaussée), des trottoirs, sont supposées constantes d'un bout à l'autre de l'ouvrage. En revanche, la dalle peut être décrite avec une largeur variable pour modéliser un élargissement.

OM3 peut calculer les épaisseurs minimales des tôles et optimiser les hauteurs de poutre puis proposer un plan de répartition de matière et ce pour tout type d'ouvrage et quel que soit le nombre de travées.

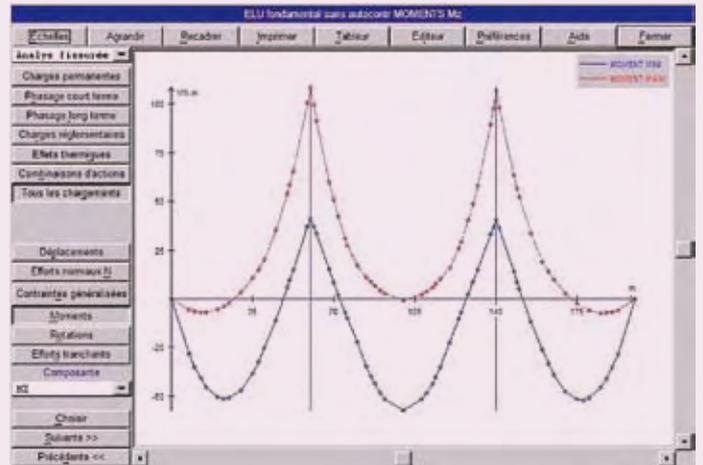
OM3 peut calculer un ouvrage métallique en cours de lancement.

OM3 procède aux vérifications suivantes :

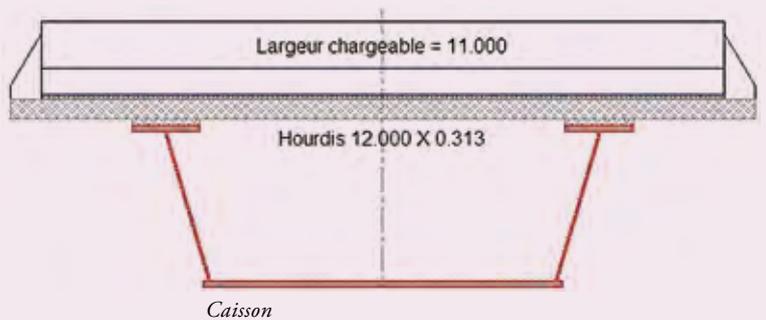
- classification des éléments métalliques des sections ;
- justifications des sections aux ELS et à l'ELU fondamental ;



*Phasage*



*Courbe*



- vérification de la résistance des âmes au voilement ;
- limites admissibles à l'ELS et à l'ELU de l'acier et du béton ;
- moments résistants à l'ELU des sections de classe 1 ou 2 ;
- justification à la fatigue de l'ossature métallique.
- vérification du déversement (méthode simplifiée) ;
- vérification du ferrailage minimum de non-fragilité de la dalle ;
- vérification de l'ouverture de fissure ;
- synthèse des justifications ;
- connexion : dimensionnement, analyse élastique à l'ELS et à l'ELU, justification à la fatigue des connecteurs ;
- vérification de l'aptitude au service de l'ouvrage (épreuves).

### Conditions d'acquisition

Le programme OM3 est diffusé selon 2 formules :

- une location annuelle sur convention (contactez Madame Claudine Guillet-Barbier au 01 46 11 32 33 ou [claudine.guillet-barbier@developpement-durable.gouv.fr](mailto:claudine.guillet-barbier@developpement-durable.gouv.fr)) ;
- une location mensuelle par simple commande ponctuelle (commande par e-mail adressée à [jacques.teisseire@developpement-durable.gouv.fr](mailto:jacques.teisseire@developpement-durable.gouv.fr) en précisant les dates et la durée souhaitée).

*La documentation se trouve sur notre site FTP :*

- <ftp://omtrois:mixte3@ftp.setra.fr>

Jacques Teisseire

## Stages

### Ponts Formation Édition : la formation continue de l'École des Ponts dans le domaine des ouvrages d'art

Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base - 1 <sup>re</sup> partie	<b>9 au 11 septembre 2008</b>
Concevoir, entretenir et réparer les corniches d'ouvrages d'art	<b>25 septembre 2008</b>
Entretenir, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 1 : diagnostic, réparation et protection du matériaux béton	<b>30 septembre au 2 octobre 2008</b>
Cycle « Conduire un projet d'ouvrage d'Art » module 1 : définir un programme	<b>30 septembre au 2 octobre 2008</b>
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base - 2 <sup>e</sup> partie	<b>7 au 9 octobre 2008</b>
Cycle « Formuler les bétons » module 2 : la game des bétons modernes	<b>14 et 15 octobre 2008</b>

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : tél : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>

Renseignements concernant les cycles internationaux : tél : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

## Publications

### • Ouvrages édités par le Lcpc

Recommandations pour l'inspection détaillée des ouvrages en bois

Référence : GTBOIS – Avril 2008 – 72 pages – Prix de vente : 37 euros

Les ponts en bois sont encore peu nombreux en France, mais de plus en plus de passerelles notamment utilisent ce matériau. Après la publication d'un guide technique par le Séttra en 2006 « Les ponts en bois - comment assurer leur durabilité », axé sur la conception et la prescription, le Lcpc publie le présent guide sur la pathologie et l'inspection des ouvrages en bois.

En l'absence d'un fascicule de l'ITSEOA relatif aux ouvrages en bois, l'objectif de ce guide est de donner aux inspecteurs d'ouvrages d'art les notions essentielles leur permettant de diagnostiquer correctement les pathologies des structures en bois.

Ce guide présente d'abord un rappel des propriétés essentielles du matériau, puis aborde les pathologies susceptibles d'être rencontrées par l'inspecteur ainsi que les outils nécessaires pour réaliser une inspection détaillée. Le contenu d'une inspection est précisé ensuite avec des recommandations pour aider l'inspecteur à rechercher efficacement les pathologies, établir une synthèse sur l'état de l'ouvrage et préconiser des études, investigations ou travaux.

En annexe, des fiches synthétiques précisent les origines possibles des pathologies fréquentes, les risques pour la structure, l'attitude à avoir sur le site et les propositions d'actions.

### • Avis techniques ouvrages d'art

Les avis techniques fournissent un avis officiel sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels pour éclairer les maîtres d'ouvrages et les maîtres d'œuvre dans leurs décisions.

Ces avis techniques sont rédigés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le Séttra, associant l'Administration et la profession représentée par les syndicats.

Le secrétariat et la présidence de cette commission sont respectivement assurés par le Séttra et la profession.

L'élaboration d'un avis technique est soumise aux étapes suivantes :

- dépôt de la demande ;
- enquête préalable (s'il s'agit d'une première demande jugée recevable) ;
- examen du dossier technique et établissement du programme d'essais ;
- établissement d'un avis technique.



### Avis techniques récents

#### Joint de chaussée des ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Ref.
JEP 3/5 Cipec	Freyssinet France	09-2007	09-2012	F AT JO 08.01

Ces avis techniques sont consultables sur les sites internet et intranet du Séttra (rubrique « Productions ») :

- internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>
- i2 (réseau du Ministère) : <http://intra.setra.i2>

## Coordonnées des rédacteurs

---

Yacine Ben-Milad  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 32 75

Michel Boileau  
SIRT DIRSO  
En retraite

Pascal Charles  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 32 79

Evelyne Humbert  
CGPC/S3  
Tel : 01 40 81 23 06

Thierry Kretz  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 32 58

Nathalie Odent  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 35 99

Pierre Peyrac  
DREIF/PRST/DOAT  
Tel : 01 40 61 80 86

Ludovic Picard  
DREIF/PRST  
Tel : 01 30 84 98 51

Thierry Saez  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 31 93

Jacques Teisseire  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 32 56

Bénédicte Testud  
Cabinet d'architecture et de paysage  
Tel : 05 81 34 55 01

Philippe Vion  
Sétra CTOA  
Tel : 01 46 11 32 68

---

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire.

Vous y trouverez :

- les dernières parutions,
- les ouvrages disponibles, avec résumé, référence, prix de vente...,
- les modalités de commande.

Retrouver également en téléchargement (au format PDF) les numéros précédents du Bulletin Ouvrages d'art.

sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>

sur i2 : <http://intra.setra.i2>



46 avenue  
Aristide Briand  
BP 100  
92225 Bagneux Cedex  
France  
téléphone :  
33 (0)1 46 11 31 31  
télécopie :  
33 (0)1 46 11 31 69  
internet : [www.setra.developpement-durable.gouv.fr](http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr)



Ce bulletin est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>
- sur i2 (réseau du Ministère) : <http://intra.setra.i2>

Document disponible au bureau de vente du Sétra  
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France  
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55  
Référence : **0825**

*Couverture - crédit photos : Michel Boileau (DIR SO), RST  
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)  
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex  
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document  
© 2008 Sétra - Dépôt légal : 2<sup>e</sup> trimestre 2008 - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-094636-2*



Ce document participe à la protection de l'environnement.  
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabélisé PEFC.  
CTBA/06-00743

Le Sétra appartient  
au Réseau Scientifique  
et Technique  
du MEEDAT

