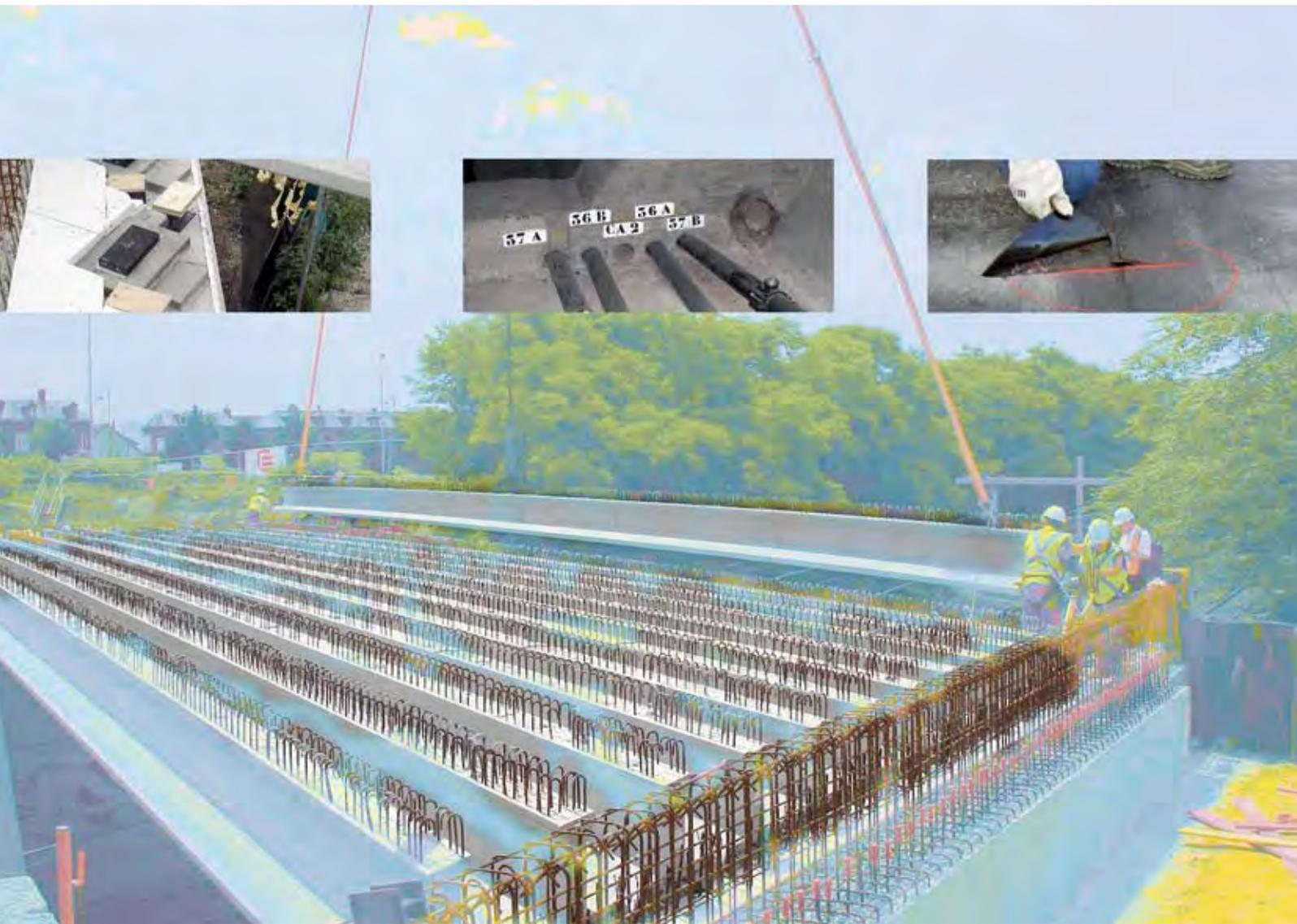


Ouvrages d'art



TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Un cinquième pont routier français en BFRP Le triplement du pont Pinel à Rouen

Sandrine Chanut, Nicolas Fabry,
Gérard Leclerc, Pierre Marchand,
David Marchesse, Daniel de Matteis,
Aude Petel, Thierry Thibaux 🐼 P. 2

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Viaduc de Pont-à-Mousson Suivi par courburemétrie lors des travaux de remplacement de précontrainte extérieure

Vincent Barbier, Xavier Berdos,
Philippe Jandin 🐼 P. 11

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Application des nouvelles normes (Partie II) Détermination des efforts horizontaux dans un système d'appareils d'appui à plan de glissement ou de roulement

Yves Picard 🐼 P. 17

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Le contrôle non destructif de réception des chapes d'étanchéité des ponts routiers par thermographie infrarouge

Hervé Cannard, Michel Fragnet,
Florence Pero, Marie-Paule Thaveau 🐼 P. 24

INFORMATIONS BRÈVES

Passage à Open Office pour le logiciel PETRA, passage aux Eurocodes pour la bible Ouvrages d'Art

Guillaume Chauvel, Daniel de Matteis 🐼 P. 28

Stages 🐼 P. 29

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art 🐼 P. 30

Un cinquième pont routier français en BFUP

Le triplement du pont Pinel à Rouen

Sandrine Chanut, Nicolas Fabry, Gérard Leclerc, Pierre Marchand, David Marchesse, Daniel de Matteis, Aude Petel, Thierry Thibaux

Présentation générale de l'ouvrage

L'ouvrage existant et le contexte de son élargissement

Le pont Pinel est un petit ouvrage de 27 m de longueur situé au Petit-Quevilly, au sud de Rouen, qui supporte le trafic entre les voies portuaires sud et les principales voiries de la rive gauche. Il enjambe avec un biais important trois voies ferrées, dont deux électrifiées, desservant une gare de triage (photo 1).

L'ouvrage existant est un pont à deux voies à poutrelles enrobées comportant deux travées de 12,20 m et 14,80 m, avec des appuis classiques en béton fondés superficiellement. Construit dans les années 70, il a fait l'objet en 1996 d'un doublement. Son tablier est composé de ce fait de deux dalles à poutrelles enrobées liées par un joint de dilatation longitudinal (figure 1).

En 2008, le giratoire de la Motte situé immédiatement au sud du pont Pinel constituera le débouché provisoire de la liaison entre l'autoroute A150, au



Photo 1 : vue générale de l'ouvrage existant – Source : Sétra



Photo 2 : plans de situation du pont Pinel – Source : Sétra

nord de la Seine, et la voie rapide Sud III, au sud, qui franchit le nouveau pont levant appelé pont Flaubert (photo 2). Dans ce contexte, il est prévu d'élargir à nouveau le pont Pinel pour porter sa capacité à deux voies dans le sens Sud > Nord et trois voies dans le sens Nord > Sud, dont une voie d'évitement donnant un accès direct à Sud III.

L'article qui suit présente la solution – très classique – qui avait été imaginée pour ce triplement d'ouvrage puis les études et les travaux de la solution beaucoup plus innovante réalisée sur proposition de l'entreprise

Eiffage TP, une solution dont le tablier associe des poutres en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) jointives à un hourdis en béton classique. Il est à noter que ce nouvel ouvrage est le cinquième pont routier français comportant des composants structuraux en BFUP, les quatre autres étant les deux ouvrages de Bourg-lès-Valence, dans la Drôme, le pont de Saint-Pierre-la-Cour, en Mayenne, et le Ps 34 sur l'A51.

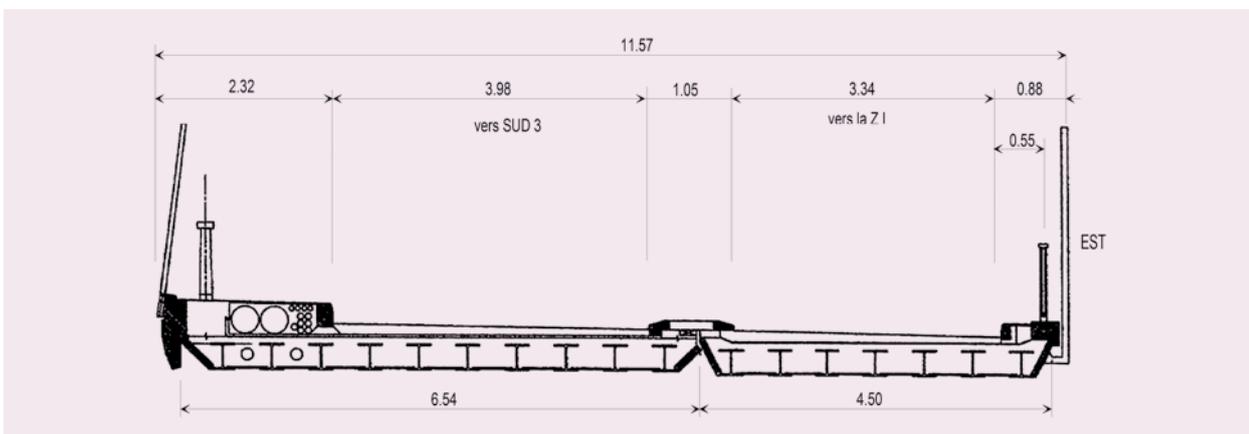


Figure 1 : coupe transversale du tablier de l'ouvrage existant

Caractéristiques générales de la solution de base du Dce

Le troisième pont Pinel est un ouvrage de 27 m de portée, à travée unique, qui franchit selon un biais de 64 grades les voies ferrées de desserte de la gare de triage de Rouen (figure 2). D'une largeur de 14 m, entièrement déversé à 2,5 % vers l'ouest, il supporte une bande dérasée de gauche de 0,50 m, trois voies de circulation de 3,50 m chacune et un trottoir de 2,03 m accueillant une quinzaine de fourreaux. Ses principaux équipements sont une couche de roulement de 8 cm, une couche d'étanchéité de 3 cm, une barrière de type BN4 équipée d'un dispositif de retenue de chargement de camion, une GBA et des corniches préfabriquées en béton. Son profil en long est parabolique, son sommet se situant au milieu de l'ouvrage.

Tel que prévu au dossier de consultation des entreprises, le tablier de l'ouvrage était du type dalle en poutrelles enrobées, avec 17 poutrelles HEB700 (figure 3), et les deux culées étaient constituées de rideaux de palplanches raidis par des profilés en H (rideaux mixtes Hz), ce qui permettait de grandement simplifier leur exécution.

Caractéristiques générales de la variante d'Eiffage T_p

Eiffage T_p a proposé une solution variante portant sur deux points.

Le premier consiste à remplacer les rideaux de palplanches avec profilés par des rideaux sans profilés mais ancrés.

Le second point consiste à remplacer le tablier à poutrelles enrobées par un tablier de type PRAD constitué de 17 poutres préfabriquées en BFUP « BSI® Ceracem Millau » de 165 Mpa de résistance en compression à 28 jours et d'un hourdis en béton classique C35/45 coulé en place (figure 4).

Tel que prévu dans l'offre d'Eiffage T_p, les dix-sept poutres, toutes identiques, sont inclinées à 2,5 %, jointives, présentent une hauteur hors hourdis de 0,62 m et comportent (figure 5) :

- un gros talon inférieur, de 0,80 m par 0,15 m (hors goussets),
- une âme d'épaisseur variable comprise entre 7 cm en zone centrale et 12 cm près des abouts,
- un petit talon supérieur, de 0,250 m par 0,050 m (hors goussets),
- 28 torons T15S de classe 1860, tous placés dans le talon inférieur, s'ancrant progressivement grâce à un gainage de certains d'entre eux,
- des connecteurs de type aciers HA assurant la connexion entre les poutres en BFUP et le hourdis en béton classique, tous placés dans le talon supérieur.

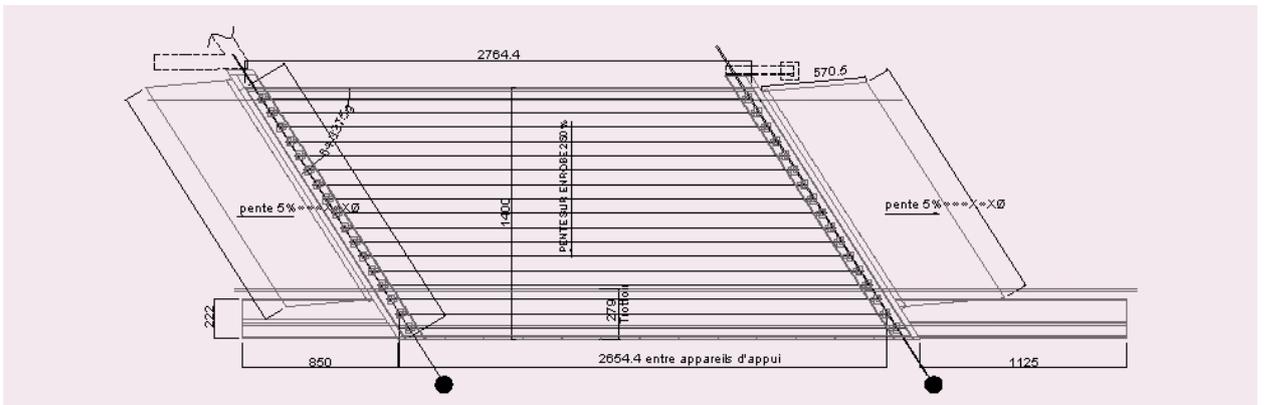


Figure 2 : vue en plan du nouveau pont

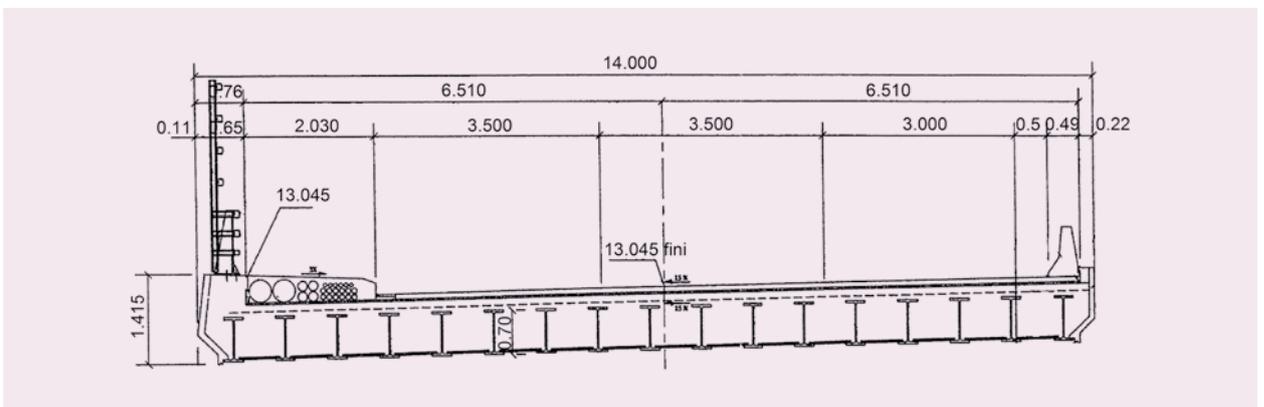


Figure 3 : coupe transversale de la solution mise à l'appel d'offres

A l'about des poutres, deux entretoises de dalle sont coulées en place en même temps que le hourdis pour lier les poutres préfabriquées entre elles. Leur jonction avec les poutres est assurée en croissant vers le haut huit des vingt-huit torons T15S prévus dans chaque poutre.

Tel que prévu dans l'offre d'Eiffage TP, le hourdis supérieur, dont l'épaisseur varie de 21 à 32 cm pour respecter le profil en long parabolique, est exécuté sur des prédalles avec un béton classique de type C35/45.

L'offre variante d'Eiffage TP étant légèrement moins chère que les autres offres tout en étant techniquement satisfaisante, le maître d'ouvrage a décidé de la retenir.

Les études d'exécution

Les études d'exécution des appuis ont été réalisées par le bureau d'études d'Eiffage Haute-Normandie (M. Maillot) et contrôlées par la division DEIOA du CETE Normandie-Centre.

Les études d'exécution du tablier ont été réalisées par le service technique ouvrages d'art (STOA) d'Eiffage TP

(MM. Fabry, Simon, Novarin et Thibaux) et contrôlées par la division des grands ouvrages du Sétra.

Les justifications ont été menées sur la base des règlements français et du document « Bétons fibrés à ultra-hautes performances – Recommandations provisoires » édité par le Sétra et l'AFGC en janvier 2002. L'ouvrage doit supporter le char Mc120 mais aucun convoi exceptionnel.

Les appuis

Les chevêtres en béton armé sont encastrés sur des rideaux de palplanches Larssen 606n, tandis que les murs en retour du côté opposé à l'ouvrage existant sont constitués par des palplanches Larssen 605. Les palplanches sous chevêtres, qui doivent reprendre à la fois la poussée des terres et les efforts horizontaux du tablier, sont ancrées par des tirants. Ces derniers se reprennent pour partie sur des rideaux arrière en palplanches PU12 et pour partie sur les rideaux formant murs en retour et sont constitués par des barres Gewi de 36 et 40 mm de diamètre.

Les calculs des rideaux de palplanches ont été effectués à l'aide du logiciel RDO. Un premier dimensionnement a été effectué avec une valeur approchée du module de réaction du rideau d'ancrage. Après détermination de ce dernier, un nouveau calcul a été effectué en tenant

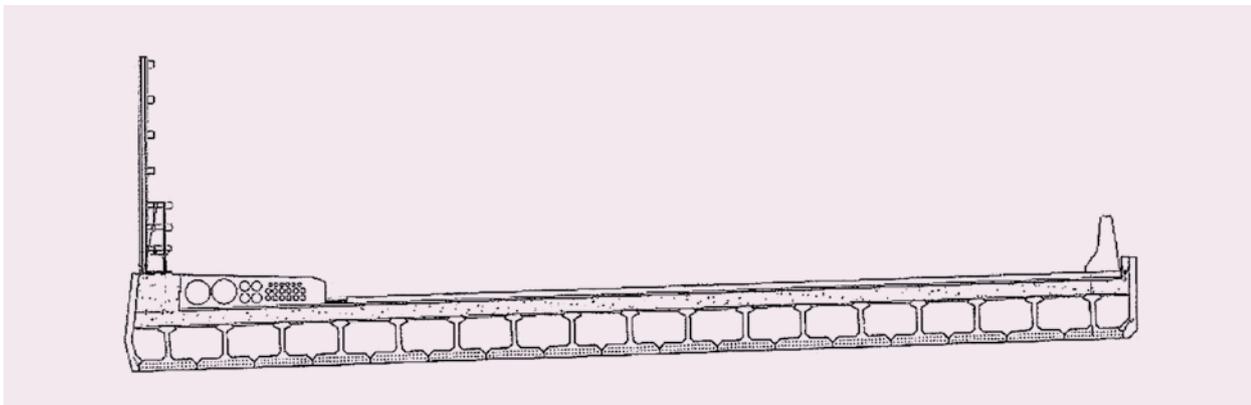


Figure 4 : coupe transversale du tablier de la variante d'Eiffage TP

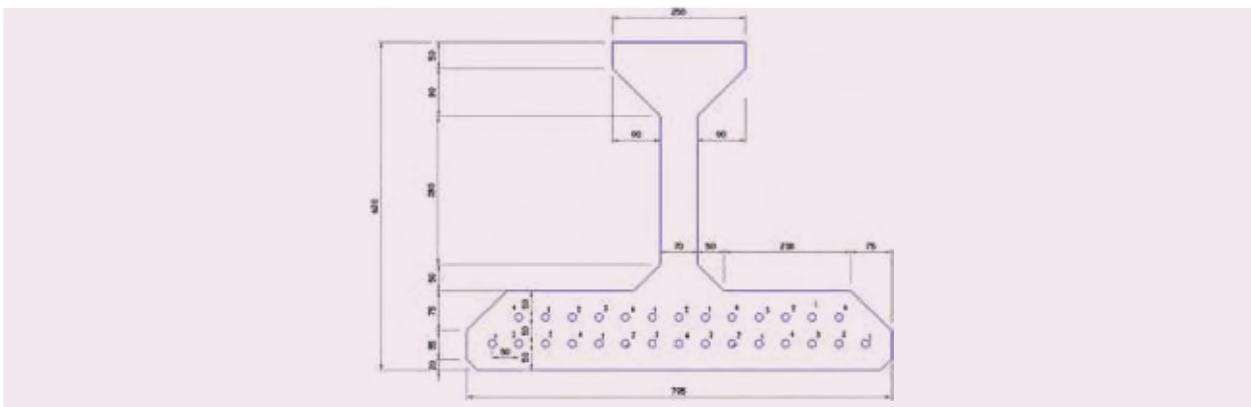


Figure 5 : coupe transversale d'une poutre courante

compte du module réajusté. Enfin, une attention particulière a été apportée aux excentricités des descentes de charges verticales dues aux imprécisions d'implantation.

Le tablier

Bien que l'ouvrage soit isostatique et de portée modeste, son étude demeure complexe de par la prise en compte du biais et des matériaux utilisés.

Modèles utilisés

Les calculs ont été menés en parallèle par Eiffage TP, qui a utilisé un modèle ST1, et le Sétra, qui a opté pour un modèle PCP.

Les deux modèles sont basés sur le même principe, à savoir un grill de poutres représentant le hourdis en béton classique lié rigidement à des poutres modélisant les poutres en BFUP.

S'agissant de précontrainte par pré-tension, la précontrainte a été introduite dans le modèle en tenant compte des pertes par raccourcissement élastique ainsi que des pertes thermiques dues à l'échauffement du béton lors de sa prise.

Le retrait et le fluage ont été modélisés en adoptant les lois d'un béton classique mais en modifiant certains paramètres pour avoir le retrait et le fluage d'un BFUP (rappelons que le retrait total d'un BFUP est de l'ordre de $6 \text{ à } 7 \cdot 10^{-4}$ au lieu de $2 \text{ à } 2,5 \cdot 10^{-4}$ pour un béton classique et que son coefficient de fluage est de 1 au lieu de 2).

Contraintes normales dans les poutres

La résistance des poutres aux contraintes normales n'a pas posé de problème particulier. Comme pour un PRAD classique, la phase qui sollicite le plus la poutre en BFUP est celle qui suit le relâchement des torons.

Contraintes de cisaillement dans les poutres

La résistance des poutres aux contraintes de cisaillement a été un peu plus difficile à justifier. Les deux modèles de calculs ont en effet montré que, sur les deux poutres de rive, le cisaillement résultant de l'effort tranchant, de la torsion et la diffusion dépassait le cisaillement admissible (ce qui n'était pas le cas sur les poutres courantes).

Épaisseur de l'âme	Poutres 2 à 16	Poutres 1 et 17
Sur les 2 m d'about	0.12 m	0.15 m
Entre 2 m et 5 m	0.07 à 0.12 m	0.10 à 0.15 m
En milieu de poutre	0.07 m	0.10 m

Les études d'exécution ont donc abouti à deux types de poutre, les poutres courantes déjà décrites et les poutres de rive comportant une âme et un talon supérieur élargis de 3 cm sur toute la longueur de l'ouvrage (voir le tableau ci-dessous).

Sur les poutres de rive, pour augmenter la contrainte de compression longitudinale, les torons ont été ancrés plus près de l'about. Pour limiter la traction en fibre supérieure, un toron a également dû être ancré dans le talon supérieur (figure 6).

Connexion poutres-hourdis

L'interface entre les poutres et le hourdis ne pouvant bénéficier d'une rugosité suffisante, il a été jugé plus prudent de ne pas la considérer comme une reprise de bétonnage au sens du BAEL, mais comme une interface entièrement lisse où les aciers travaillent exclusivement en cisaillement. Les aciers de liaison ont donc été calculés comme des connecteurs de pont mixte. Cette interprétation est toutefois probablement pessimiste et mériterait de plus amples investigations.

Appareils d'appui

Comme pour les poutres, la justification des appareils d'appui en élastomère fretté, notamment vis-à-vis des rotations, s'est effectuée sans difficultés pour les appareils d'appui courants mais plus difficilement pour les deux appareils d'appui de rive situés dans les angles obtus du tablier. In fine, il a été décidé de poser les poutres directement sur les appareils d'appui courants, et de mater les deux appareils d'appui de rive situés dans les angles obtus.

Orientation des poutres

Pour faciliter la pose des poutres et limiter la torsion dans celles-ci, il a finalement été décidé de poser les

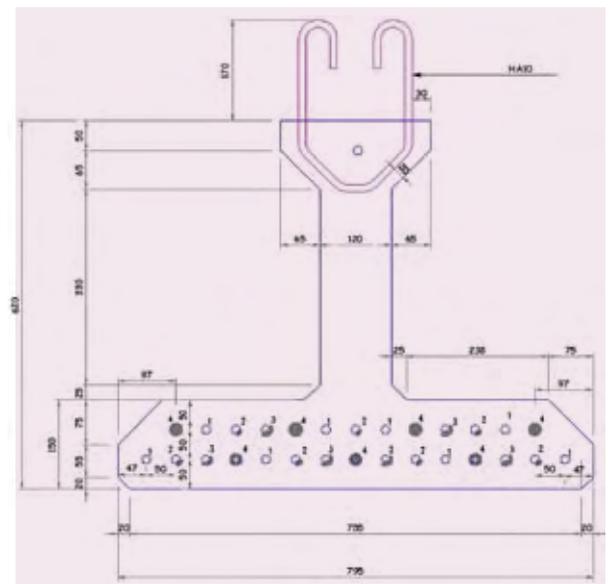


Figure 6 : coupe transversale d'une poutre de rive (poutre renforcée)

poutres avec leur âme parfaitement verticale, le dévers global étant obtenu par un décalage vertical de 17 mm entre chaque poutre et sa voisine (figure 7). Cette décision dégrade très légèrement l'esthétique de la sous-face de l'ouvrage, qui n'est plus tout-à-fait plane, mais ce point n'a pas été considéré comme important dans le contexte général de l'ouvrage.

Les travaux

Les travaux se sont déroulés durant presque toute l'année 2007. Ils ont été réalisés par l'agence Haute Normandie d'Eiffage (MM. Lucien et El Gourari) assistée par Mlle Chanut et M. Salé d'Eiffage TP pour la partie poutres. Ils ont été contrôlés par le service d'ingénierie routière (SIR) de Rouen de la direction interdépartementale des routes (DIR) du Nord-Ouest (M. Dupont), ce dernier étant assisté par la section ouvrages d'art du laboratoire régional (LR) des Ponts et Chaussées de Rouen pour le contrôle des matériaux et procédures qualité (M. Gilleron).

Les culées

Les palplanches ont d'abord été vibro-foncées puis battues au refus, notamment avec un mouton D30. Les cotes atteintes ont été peu différentes de celles auxquelles on pouvait s'attendre au vu des études géotechniques.

Le rideau sud a été battu pour partie à l'arrière et assez près du mur en aile en béton de l'ouvrage existant mais heureusement, aucune structure inattendue susceptible de constituer un obstacle n'a été rencontrée.

Une attention particulière a enfin été apportée à la provenance des remblais techniques mis en œuvre derrière les culées.

La préfabrication des poutres en BFUP

Généralités

Les poutres en BFUP ont été préfabriquées à Veldhoven, près d'Eindhoven (Pays-Bas) par la société néerlandaise Hurks Béton. Cette dernière est le partenaire historique d'Eiffage pour son activité BFUP, puisqu'elle a contribué aux principales réalisations en BSI dont la préfabrication des poutres en BFUP des centrales EDF de Civaux et de Cattenom ainsi que celles des ponts de Bourg-lès-Valence.

Le béton fibré

Le BFUP utilisé pour les poutres du pont Pinel est identique au BSI® Ceracem Millau utilisé pour la construction en voussoirs préfabriqués de l'auvent du péage du viaduc de Millau. Rappelons qu'il s'agit d'un béton fibré de résistance caractéristique égale à 165 MPa, dont la composition est la suivante :

- 2 360 kg de Premix (*) Ceracem BFM-Millau,
- 45 kg de super plastifiant,
- 195 kg d'eau,
- 195 kg de fibres métalliques.

(*) Le Premix est un composant sec, livré en sacs, constitué de ciment et de granulats.

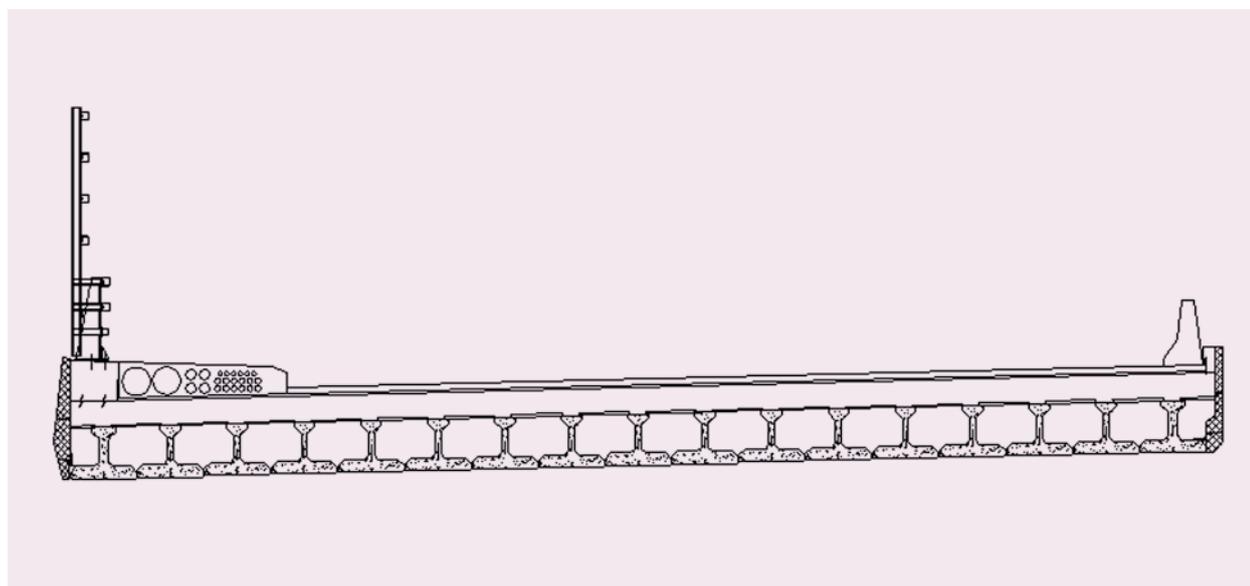


Figure 7 : coupe transversale définitive avec poutres verticales

La fabrication des poutres

La fabrication des poutres en BFUP est assez proche de celle des poutres de type PRAD et s'effectue notamment au-dessus d'un banc de mise en tension. Compte tenu de la grande différence de largeur entre le talon inférieur et l'âme, Eiffage et Hurks Béton ont opté pour un bétonnage en deux phases :

- tout d'abord le talon, seule la partie basse du coffrage étant en place,
- puis l'âme et le gousset supérieur, la partie haute du coffrage étant ajoutée et les connecteurs insérés.

Un délai compris entre 30 et 60 minutes pouvant s'écouler entre ces deux phases, il était nécessaire de briser une légère croûte se formant à la surface du béton du talon inférieur (phénomène déjà rencontré sur d'autres ouvrages), pour garantir une bonne interpénétration des fibres au niveau de la jonction âme-talon. À cet effet, un dispositif approprié mis au point par Hurks était installé dans le coffrage avant chaque bétonnage de talon et était retiré après installation de la partie haute du coffrage (photo 3).

Comme pour les poutrelles PRAD classiques, la prise du béton a fait l'objet d'un suivi maturométrique basé sur des sondes de température placées à un mètre de chaque about, en haut de l'âme et dans le talon inférieur. La poutre était ainsi décoffrée dès que la maturométrie indiquait une résistance du béton supérieure à 101 MPa, ce qui était généralement obtenu au bout d'environ 24 heures, et ceci sans étuvage.

Les poutres en BFUP ont été réalisées avec un about présentant le même biais que l'ouvrage, donc 64 grades. Afin d'éviter toute rupture de l'angle du talon inférieur due à la contre-flèche de la poutre, lors de la phase de détension, Eiffage TP a placé dans le coffrage deux fourrures réduisant de quelques millimètres la hauteur de l'extrémité biaise des poutres, ce qui empêche les poutres de s'appuyer sur ces zones à risques.

L'épreuve de convenueance

Avant le début de la préfabrication des poutres, une épreuve de convenueance a été réalisée. Comme indiqué dans les recommandations provisoires AFGC / Sétra concernant les BFUP, l'épreuve de convenueance a pour but, sur un ouvrage de ce type, de valider la formule du béton et des moyens de mise en œuvre mais aussi de valider les modalités détaillées du bétonnage des poutres. En général, l'épreuve de convenueance valide ces paramètres et permet de déterminer le coefficient d'orientation des fibres K dont est issue la résistance en traction apportée par les fibres. L'épreuve de convenueance peut cependant, dans certains cas, mettre en évidence une méthodologie de bétonnage orientant trop les fibres, donc à revoir.

À cet effet, un élément témoin d'une longueur de 5 m, exécuté à l'aide d'un des deux tronçons d'extrémité du coffrage des poutres, a été bétonné dans les mêmes conditions que les futures poutres : même usine, même malaxeur, même coffrage en deux parties, même légère vibration du coffrage au cours du bétonnage, etc. Cet élément témoin a ensuite fait l'objet de carottages. Six carottes horizontales, six carottes verticales et six carottes obliques, soit dix-huit carottes, ont ainsi été extraites par Hurks Béton puis testées en flexion « 3 points » avec entaille dans le laboratoire de la société Sika, fournisseur du Premix, à Gournay-en-Bray (figure 8). Il faut noter que la poutre comprenant des zones dans lesquelles l'âme est d'épaisseur variable, les carottes sont effectuées uniquement dans les zones latérales, d'épaisseur constante.

Comme sur d'autres chantiers, l'épreuve de convenueance a posé un certain nombre de problèmes et a dû être refaite deux fois, ce qui a retardé le début de la préfabrication des poutres. Ainsi :

- la première épreuve de convenueance a été abandonnée dès son décoffrage en raison d'un bullage trop important des âmes – probablement dû à un étalement au cône trop faible de la seconde gâchée – qui aurait pu entâcher les résultats des essais ;

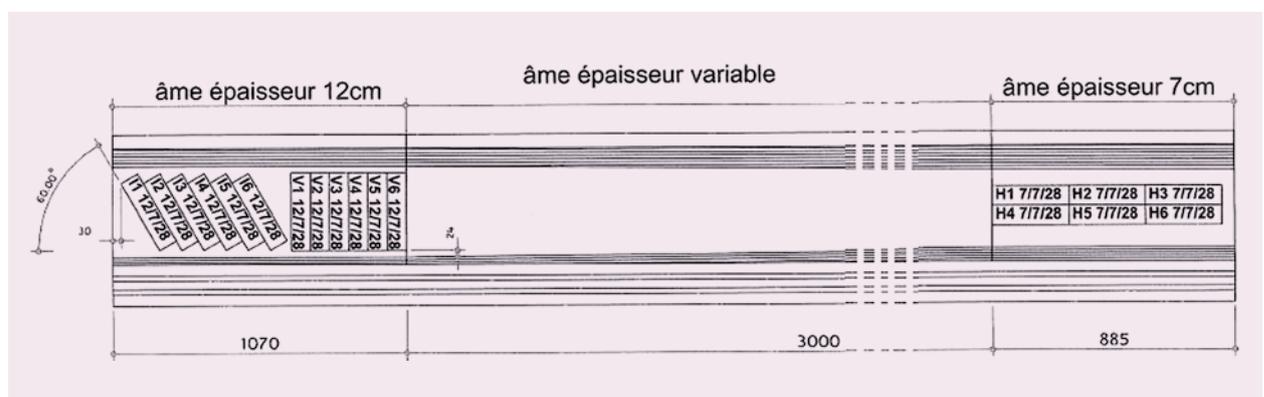


Figure 8 : schéma de carottage de l'épreuve de convenueance



Photo 3 : mise en place de la partie supérieure du coffrage
Source : P. Gilleron (L.RVC de Rouen)



Photo 4 : stockage des poutres sur chantier – Source : Séttra

• la deuxième épreuve de convenance a été jugée non satisfaisante, l'analyse des essais de flexion « 3 points » ayant montré une anisotropie de la distribution des fibres dans le béton, conduisant à une valeur du coefficient de répartition des fibres K insuffisante (cette anisotropie a été attribuée à un volume un peu trop faible de la gâchée de BFUP (300 litres au lieu de 500 litres, valeur minimale recommandée pour le malaxeur) et à une floculation importante des fibres, elle-même probablement due à un stockage prolongé en atmosphère humide).

Le transport et la pose des poutres en BFUP

Les poutres ont été transportées entre Veldhoven, aux Pays-Bas, et Sotteville-lès-Rouen par train, le reste du trajet, soit quelques kilomètres, étant effectué en camion.

Les dix-sept poutres (photo 4), d'un poids maximal de 14 tonnes, ont été posées sous interruption du trafic ferroviaire le samedi 9 juin 2007, à l'aide d'une grue mobile de 300 tonnes (photo 5) stationnée

derrière la culée nord de l'ouvrage, à une distance suffisamment importante pour ne pas provoquer de flexion significative dans le rideau de palplanches de cet appui.

Comme décidé pendant les études d'exécution, les quinze poutres centrales ont été posées directement sur les appareils d'appui définitifs, donc sans matage, des cales latérales en profilés métalliques garantissant leur stabilité. Les deux poutres de rive ont, elles, été posées sur des cales provisoires (photo 6), les appareils d'appui définitifs étant mis en place en fin de chantier et matés.



Photo 5 : pose des poutres – Source : Séttra



Photo 6 : cales provisoires pour les poutres de rive – Source : Séttra



Photo 7 : sous-face du tablier – Source : Sétra

Le bétonnage du hourdis en béton classique C35/45

Le hourdis a été coffré à l'aide de prédalles Duripanel de 36 mm d'épaisseur et exécuté à l'aide d'un béton de type C35/45. Son bétonnage s'est déroulé en cinq heures environ, les entretoises de dalle étant bétonnées en dernier pour limiter la torsion dans les poutres (en effet, si on commence le bétonnage par les entretoises et que le béton durcit, les poutres n'ont plus tendance à travailler selon leur axe longitudinal mais selon un axe perpendiculaire aux retombées, induisant de ce fait de la torsion).

Autres points

Un état de surface très irrégulier, avec des « assiettes » d'une profondeur de l'ordre de 2 mm, a été constaté sur la face supérieure du talon inférieur de certaines poutres. Ce phénomène a pour origine l'air emprisonné pendant la mise en place de la partie supérieure du coffrage, ainsi que l'horizontalité importante de cette zone. Cet état de surface ne constitue cependant pas un problème majeur, les surfaces concernées n'étant plus visibles une fois l'ouvrage achevé et un enrobage suffisant étant respecté.

Par ailleurs, une fissure presque horizontale de 2 à 3 dixièmes de millimètre est apparue près de l'about d'une des poutres de rive, à une dizaine de centimètres sous la base du talon supérieur, peu après la détension des torons. Après examen de cette fissure sur le site, heureusement située dans une zone non critique, il a été décidé de conserver la poutre mais de la réparer par collage à la résine de feuilles de carbone de type Carbodur. L'origine de cette fissure n'est pas connue mais un problème de même type avait déjà été rencontré sur l'une des poutres d'un autre pont à tablier en BFUP.

Intérêt de la solution variante et conclusions

Les poutres mises en œuvre sur ce chantier sont des poutres en BFUP développées par la société Eiffage TP et dénommées poutres ITE® (poutres en I à Talon Elargi).

Selon leur concepteur, ces poutres sont les éléments principaux d'une nouvelle structure de tablier pouvant constituer une alternative économique et durable aux dalles en poutrelles enrobées, en particulier lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées et que ses portées dépassent la vingtaine de mètres.

En service, les principaux avantages de la structure d'Eiffage TP sont la grande durabilité des poutres en BFUP (aucun entretien de la sous-face de l'ouvrage) ainsi que la possibilité de concevoir des tabliers très minces (pour le pont Pinel, l'élanement des poutres s'établit au 1/43° et celui du tablier complet au 1/31°). La structure est également beaucoup moins lourde qu'une structure en dalle à poutrelles enrobées (environ 40 % de moins ici), ce qui dans certaines conditions de sols, peut permettre de réduire les fondations de l'ouvrage.

En construction, ses principaux avantages sont, d'une part, la grande stabilité des poutres et, d'autre part, la rapidité et la sécurité des tâches à mener une fois les poutres posées. En effet, les poutres étant jointives (aux tolérances d'exécution près), les interventions humaines se font en sécurité et les platelages provisoires sont supprimés. La pose des prédalles peut ainsi être effectuée très rapidement, de jour et sans interruption de circulation. Le ferrailage et le bétonnage du hourdis sont également beaucoup plus rapides que celui d'une dalle à poutrelles enrobées (quantité de béton très inférieure, pas d'aciers transversaux à enfiler dans les poutrelles, etc.).

La construction de cet élargissement du pont Pinel confirme les avantages mis en avant par Eiffage TP. Il reste maintenant à améliorer quelques points encore perfectibles :

- la durée importante de l'épreuve de convenance,
- la fissuration de la poutre de rive,
- la qualité de l'extrados et l'état de surface du dessus du talon inférieur ■

Viaduc de Pont-à-Mousson

Suivi par courburemétrie lors des travaux de remplacement de précontrainte extérieure

Vincent Barbier, Xavier Berdos, Philippe Jandin

Un ouvrage malade...

Le viaduc de Pont-à-Mousson en Meurthe-et-Moselle a été construit en 1984 pour permettre à la route départementale 910B de franchir la Moselle. Cet ouvrage de 410 m environ de longueur supportant un

important trafic poids lourds (dont passage de convoi exceptionnel de 400 tonnes) est l'un des plus anciens ponts français à précontrainte extérieure.

L'ouvrage de 7 travées est constitué de voussoirs en béton précontraint coulés en place en partie par encorbellements successifs (fléaux sur piles P4, P5 et P6) et sur cintre pour le reste de la structure.

Les parties construites par encorbellements successifs ont une épaisseur variant paraboliquement de 2,75 m à 4,50 m sur 18 m de part et d'autre des piles.

Le reste du tablier est d'épaisseur constante égale à 2,75 m.



Photo 1 : vue de l'ouvrage depuis la culée Ouest – Source : Xavier Berdos (L&PC Nancy)

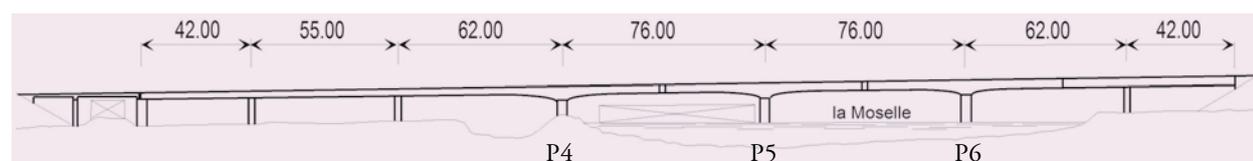


Figure 1 : coupe longitudinale

La précontrainte est de type mixte en étant composée de :

- câbles intérieurs au béton (câbles de continuité et de fléau – unités 12T15 « standard »), ne reprenant que les efforts du poids propre et des équipages mobiles durant la construction,
- câbles extérieurs au béton (précontrainte extérieure) situés à l'intérieur du caisson, régnant sur deux travées (sauf quelques câbles de travée de rive) et reprenant les effets des superstructures, des charges d'exploitation et du gradient thermique. Cette précontrainte, de longueur variant de 43 m à 156 m, est composée de 28 câbles 19T15 « standard » placés sous gaines en polyéthylène et injectés au coulis de ciment.

Chaque section de caisson est traversée par 8 câbles de précontrainte extérieure en travées courantes et de 6 câbles en travées de rive.

En mars 2005, au cours d'une visite de routine, le conseil général de Meurthe-et-Moselle, gestionnaire de l'ouvrage, a découvert la rupture complète d'un câble de précontrainte extérieure de type 19T15 où apparaissait une corrosion très avancée des fils constitutifs des torons et l'absence totale de coulis d'injection au niveau de la cassure. L'ouvrage a alors été interdit à la circulation de poids lourds.

Suite aux études préliminaires réalisées par la Division des ouvrages d'art du Sétra, aux analyses sur les matériaux constitutifs du câble rompu et aux évaluations des risques potentiels (impossibilité de travailler à l'intérieur du caisson compte tenu de la

présence de deux grosses conduites d'eau potable et d'assainissement et du risque de rupture d'autres câbles), le conseil général a pris la décision de procéder au remplacement de l'ensemble des câbles de précontrainte extérieure tout en conservant une circulation légère (véhicules de moins de 3,5 t) pendant les travaux. Le projet de réparation établi par le Sétra a été organisé selon le projet de base autour de 4 étapes :

Étape n° 1 : mise en place d'une précontrainte provisoire (septembre 2006 – janvier 2007). Après des travaux préparatoires destinés à alléger la structure et afin de permettre le démontage de la précontrainte extérieure tout en maintenant la circulation des véhicules légers sur l'ouvrage, une précontrainte provisoire extérieure au caisson a été mise en place sur toute la longueur de la structure. Elle est constituée de 2 paires de câbles 13C15S ayant un tracé quasi rectiligne, symétrique de part et d'autre de l'ouvrage. Elle est déviée légèrement sur des pièces métalliques au droit de chaque appui afin de suivre le profil en long du viaduc, et ancrée sur des dispositifs métalliques aux abouts.

Étape n° 2 : démontage des câbles de précontrainte extérieure (de nuit, en janvier 2007). Les coupes des câbles se sont effectuées de nuit sous coupure totale de circulation à partir de trous de découpe réalisés dans le hourdis inférieur des voussoirs sur trois travées différentes. Un phasage de découpe a été minutieusement étudié pour assurer la sécurité des ouvriers et afin d'éviter tout déséquilibre de la

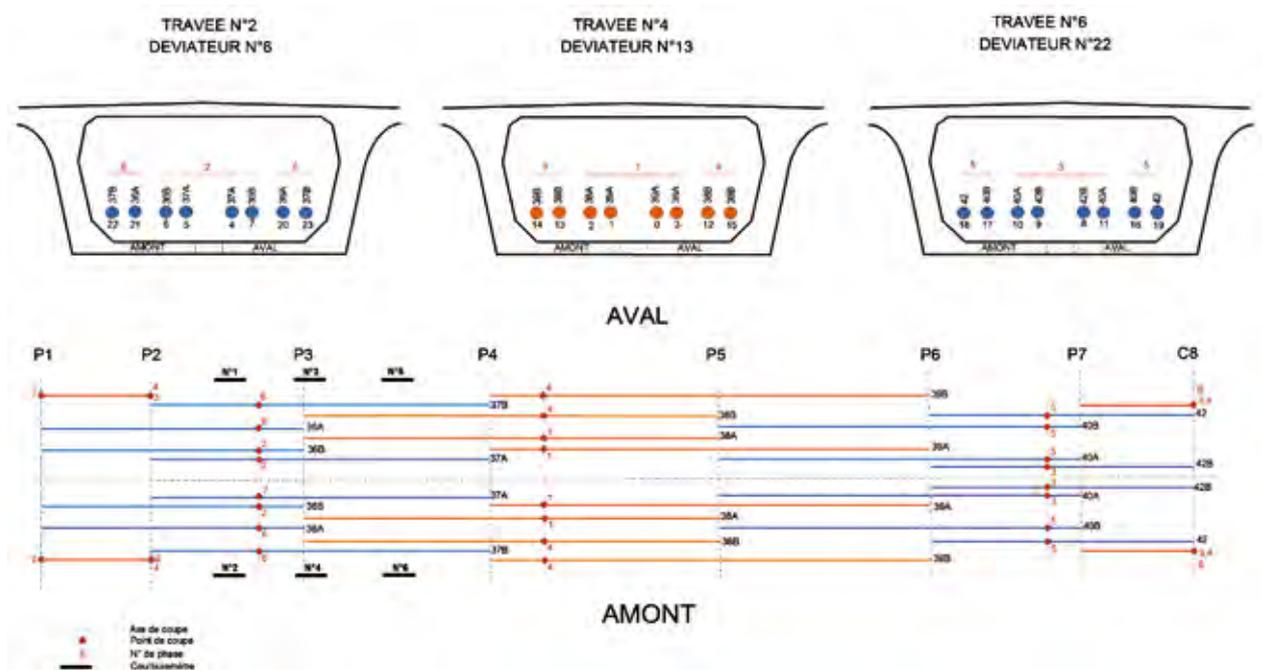


Figure 2 : disposition et coupe des câbles existants

structure. En outre, une instrumentation a été mise en œuvre afin de vérifier le bon comportement de l'ouvrage dans cette phase critique.

Étape n° 3 : (à partir de mars 2007) mise en place de la nouvelle précontrainte extérieure, après dépose des câbles découpés, re-conditionnement des tubes déviateurs et ancrages, réfection des bétons dégradés en hourdis inférieur et éventuellement au droit des ancrages et déviateurs.

Étape n° 4 : (mai et juin 2007) remise en état et réglage des appareils d'appui et des accès provisoires avec divers travaux de superstructures.

Après l'appel d'offre, c'est le procédé Freyssinet qui a été retenu. Pour suivre ces travaux relativement inhabituels, le conseil général a confié au réseau scientifique et technique (RST) de l'Équipement une mission de contrôle extérieur, comprenant notamment :

- le contrôle des plans d'exécution et des notes de calcul (Sétra et DOA du CETE de l'Est) ;
- la mise en place et l'interprétation d'une instrumentation (LRPC Nancy) ;
- la pesée des réactions d'appuis sur culées (LRPC Lyon) pour mesurer l'impact de la réparation ;
- le suivi de la mise en tension des câbles (LRPC Autun) avec le nouveau matériel COMET 2 ;
- l'auscultation des câbles déposés, afin de recenser et analyser les désordres.

Mise en place d'un suivi de l'ouvrage

L'instrumentation du caisson a pour but de s'assurer de la qualité de la réparation et du bon comportement de l'ouvrage pendant les différentes phases du chantier, plus particulièrement lors de la découpe des câbles existants.

Parmi les différentes solutions envisagées, le conseil général 54 a décidé de mettre en place un suivi innovant par mesure des courbures de l'ouvrage au droit de certaines sections. La courburemétrie est une technique d'instrumentation innovante, utilisée notamment sur une expérimentation d'une poutre du VIPP de Merlebach [5]. Les résultats de cette expérimentation qui a mis en jeu plusieurs techniques de suivi et de contrôles non destructifs ont permis de conclure notamment en un potentiel important de la technique d'instrumentation par courburemétrie. Cette technique peut être mise en œuvre soit en mesurant les courbures au niveau de la chaussée, soit en fixant les instruments sur les âmes de l'ouvrage. C'est cette deuxième solution qui a été mise en œuvre sur le viaduc de Pont-à-Mousson, constituant ainsi une première sur un chantier. En outre, une instrumentation légère en extensométrie a été mise en place pour compléter les résultats.



Photo 2 : vue d'un câble de précontrainte extérieure après découpe
Source : Xavier Berdos (LRPC Nancy)



Photo 3 : vue d'une tête d'ancrage sur culée C8 – Source : Xavier Berdos (LRPC Nancy)

La courburemétrie

Les courburemètres photo 4 mis en place sont des profilés métalliques de 5 m de longueur (soit $2a$) articulés en leur centre et butés en une extrémités. L'autre extrémité libre est utilisée comme support à un capteur de déplacement. La variation de courbure ΔC se déduit alors de la mesure de déplacement d par la relation :

$$\Delta C_{\text{Courburemètre}} = d/a_2 \text{ avec } a = 2,5 \text{ m dans notre cas.}$$

En effet, vu les faibles valeur du déplacement (d) par rapport à la demi-longueur du courburemètre (a), la valeur d/a représente l'angle de la variation de l'axe neutre suite à la variation de sollicitation de l'ouvrage. La variation de courbure se calcule ensuite comme le rapport entre cet angle et la demi-longueur du courburemètre (articulé en son centre).

Les trois sections suivantes de l'ouvrage, figurant parmi les plus sollicitées, ont été instrumentées à l'aide de six courburemètres (un sur chaque âme) regroupés sur un demi tablier afin de limiter les longueurs de câbles.

- mi-travée n°2, courburemètres 1 et 2.
- décalé d'environ 2 m par rapport à l'axe de la pile P3, courburemètres 3 et 4.
- mi-travée n°3, courburemètres 5 et 6 (figure 2).

Le pas de scrutation défini pour cette instrumentation est d'une mesure toutes les 20 s par capteur. Toutefois, afin d'affiner les mesures, il a été décidé ponctuellement d'effectuer des mesures toutes les secondes.



Photo 4 : exemple d'un courburemètre sur P3 – Source : Xavier Berdos (LRPC Nancy)

Une anomalie a été constatée sur les courburemètres n°1 et 2 lors de la rupture du câble 36b amont. La vibration très violente engendrée par la rupture de ce câble a mis hors service ces deux courburemètres.

La vibration importante a été ressentie en particulier par les autres courburemètres, notamment par ceux à mi-travée 3. Lors de cette découpe, des mesures à 1Hz (fréquence maximale d'acquisition de la centrale) ont été réalisées et permettent de visualiser grossièrement le comportement vibratoire. L'amortissement de l'ouvrage s'établit en une trentaine de seconde. Le graphique figure 3 présente les déplacements en microns (d) du capteur du courburemètre en fonction du temps (en heure, minute, seconde).

Dans l'ensemble les valeurs obtenues sur les courburemètres n°3, 4, 5 et 6 sont très proches de celles données par le calcul (basé sur l'hypothèse d'un

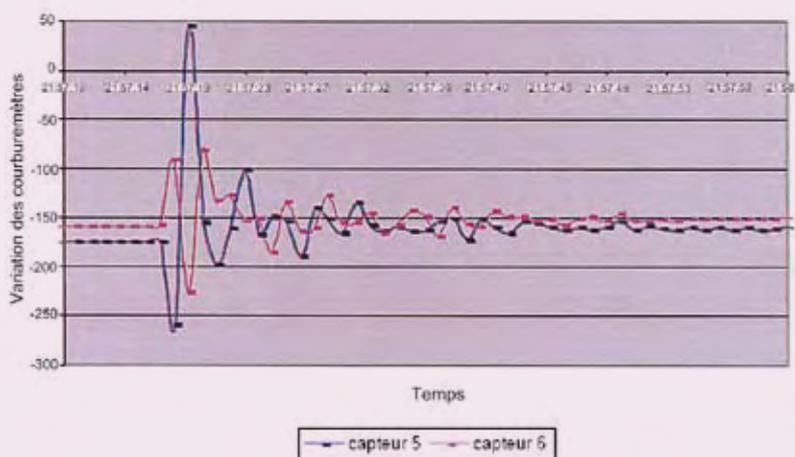


Figure 3 : amortissement des courburemètres n°5 et 6 à la rupture du câble 36b aval - Nuit du 16/01/07 au 17/01/07

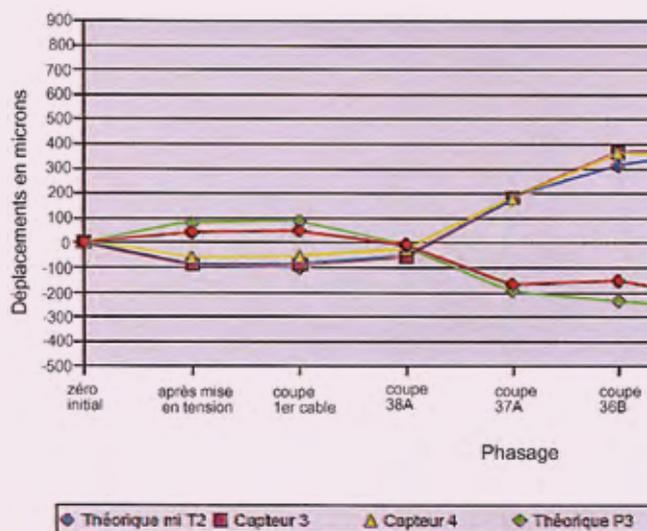


Figure 4 : comparaison entre déplacements théoriques des courburemètres et valeurs mesurées.

module de déformation du béton à 39 000 MPa) :

- les valeurs mesurées sont en général légèrement supérieures aux valeurs théoriques pour les courburemètres n°3 et 4,
- les valeurs mesurées sont en général légèrement inférieures aux valeurs théoriques pour les courburemètres n°5 et 6.

Le graphique figure 4 présente les écarts entre valeurs théoriques de déplacement et mesures.

L'extensométrie

La section au milieu de la travée 2 a été instrumentée à l'aide de six jauges (trois sur chaque âme) figure 5. Les jauges sont positionnées à 14 cm, 89 cm et 158 cm de la fibre inférieure. Les résultats montrent que les valeurs mesurées (J1M, J2M et J3M du graphique figure 6) sont de 20 à 30 % inférieures aux valeurs théoriques (J1, J2 et J3). Les courbures déduites des déformations sont également de l'ordre de 0 % inférieures aux courbures théoriques. Ces écarts peuvent provenir du caractère très localisé des mesures mais les évolutions des courbes théoriques et des courbes de mesures sont sensiblement les mêmes.

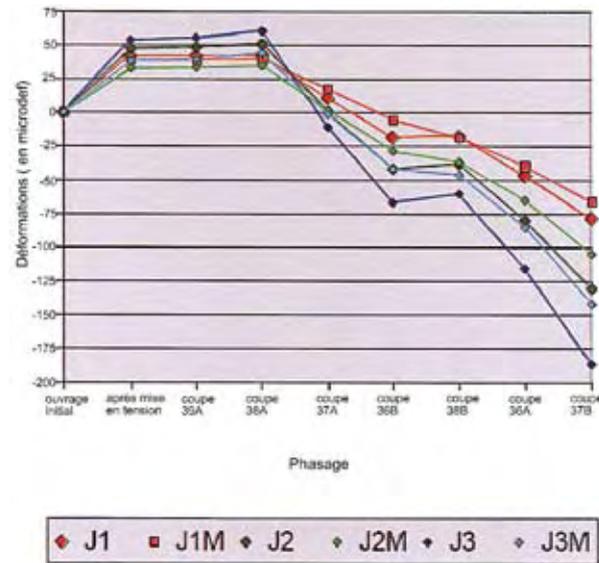


Figure 6 : comparaison entre valeurs théoriques de déformations et mesures

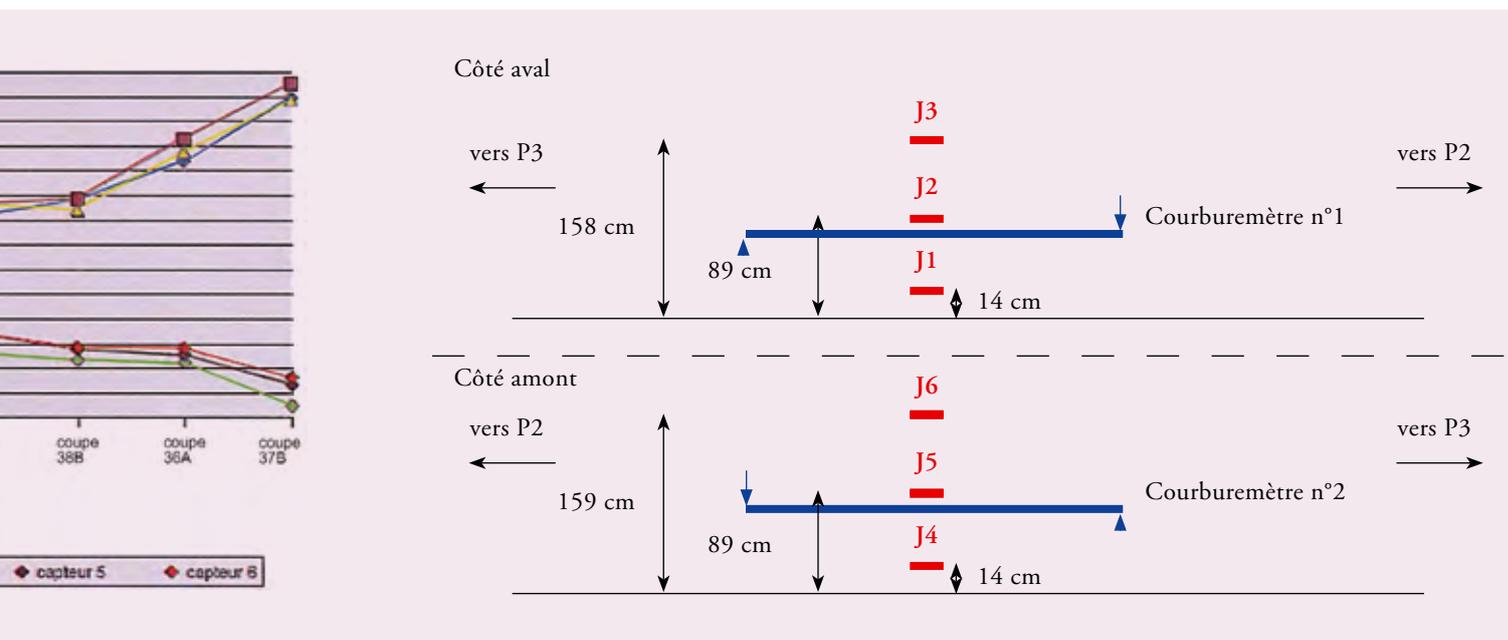


Figure 5 : implantation des jauges d'extensométrie sur la travée n° 2

Conclusion

La technique de suivi par courburemétrie a permis de visualiser le comportement mécanique de l'ouvrage de Pont-à-Mousson lors de la phase sensible de découpe des câbles. Les résultats obtenus sont très proches des valeurs théoriques, qui sont fondées sur l'hypothèse d'un module de déformation du béton à 39 000 MPa.

Lors de la phase très sensible de la découpe des câbles, l'ouvrage s'est comporté de la manière prévue, autorisant ainsi une remise en circulation des véhicules légers sur l'ouvrage à l'issue de chaque nuit.

Les avantages de la courburemétrie sont la facilité de mise en œuvre et l'évaluation semi globale de l'état de l'ouvrage. Ce suivi constituant une première expérience dans des conditions réelles de chantier à forts enjeux aura toutefois fait apparaître la sensibilité des capteurs aux grandes vibrations et la difficulté du recalage effectif du module de déformation. Une épreuve de chargement préalable, impossible dans notre cas en raison de la coupure de circulation aux poids lourds, aurait permis d'identifier plus efficacement ce module. Aussi des développements utiles de cette technique prometteuse seraient bienvenus tout comme d'autres expériences de chantier afin d'améliorer les mesures et les interprétations ■

Références bibliographiques

- [1] Collin B., Tonnoir B. - Mesure de courbure sur ouvrages d'art. Application au cas du pont de Luzancy. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées n° 224, janvier-février 2000, pp.59-71.
- [2] Collin B., Tonnoir B. - Évaluation mécanique d'une dalle précontrainte par mesure de la courbure. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées n° 231, mars-avril 2001, pp.69-77.
- [3] Godart B., Tonnoir B. - Auscultation, diagnostic et évaluation des ouvrages - l'apport des essais, des contrôles et des différents modèles pour l'estimation de la durée de service - Les essais de chargement des ouvrages Colloque IREX des 25 et 26 novembre 2003.
- [4] Tonnoir B. - Méthode pour l'évaluation du gradient thermique et de la température moyenne dans une section d'ouvrage en béton Base GEDOQ du LCPC.
- [5] Cremona C. & al - Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement - Le cas du VIPP de Merlebach Étude et recherche des laboratoires des ponts et chaussées, février 2007.

Application des nouvelles normes (Partie II)

Détermination des efforts horizontaux dans un système d'appareils d'appui à plan de glissement ou de roulement

Yves Picard

La première partie de cet article consacrée aux appareils d'appui à pot, et à la détermination des efforts horizontaux dans un système d'appareils d'appui à plan de glissement ou de roulement a été publiée dans le bulletin ouvrages d'art n° 55 de juillet 2006. Les lecteurs pourront se reporter également aux deux guides techniques « Appareils d'appui en élastomère fretté » publié et « appareils d'appui à pot d'élastomère » en cours de publication au Sétra.

Cas des systèmes comportant des appareils en élastomère fretté à plan de glissement

Généralités

Les efforts horizontaux sont calculés selon les règles des normes NF EN 1337-1 § 5 et 6 et NF EN 1337 - 2 § 5 et 6, ainsi que la NF EN 1337 - 3 § 4.4.4 pour la performance du plan de glissement. L'application de ces règles est commentée aux paragraphes 3.2.5 et 4.4 du « Guide technique du Sétra - Appareils d'appui en élastomère fretté ». Toutes les vérifications relatives aux appareils d'appui se font maintenant à l'ELU, selon les prescriptions de ces normes.

Nota

La norme NF EN 1337 - 3 § 4.4.4 limite l'usage des appareils de type D aux seuls cas où les mouvements sont irréversibles (retrait, fluage, etc.). Les appareils d'appui de type D sont ceux qui comportent une feuille de PTFE en face supérieure sans plaque métallique en surface contrairement au type E. Il semble raisonnable de n'appliquer cette restriction qu'aux ouvrages neufs. Le type D d'appareil d'appui peut être utilisé pour le remplacement d'appareils d'appui existants même si les mouvements sont réversibles (effet de la température). Il faut cependant veiller à la propreté de la plaque de glissement qui est alors dépourvue d'un système auto nettoyant de la tôle inox par un joint racleur.

Principe de calcul des efforts de fonctionnement

En cas d'allongement ou de raccourcissement du tablier, l'effort dans un appareil d'appui croît progressivement jusqu'à atteindre son seuil de glissement. L'effort horizontal maximum V_x est alors

proportionnel à l'effort vertical concomitant N_z .

$$V_x = (\mu_{\max} + PP + PL) N_z \quad (1)$$

La valeur du coefficient de frottement μ_{\max} est définie dans le tableau 11 du paragraphe 6.7^{max} de la norme NF EN 1337 - 2 §. Ce coefficient est également fonction de la pression moyenne due à la descente de charge N_z .

PP représente la précision de pose normalisée en horizontalité, fixée à 0,003 radians (cf. NF EN 1337 - 1 § 5.5).

PL est la pente du plan de glissement par rapport à l'horizontale. Cette pente PL comprend :

- une éventuelle inclinaison donnée volontairement au plan de glissement (c'est par exemple le cas d'une culée en pente où la dénivellation du joint de chaussée en positions extrêmes est ainsi minimisée, voir l'article de M. Fragnet sur « Les joints de chaussée sur les ponts à forte pente » [1]) ;
- la rotation sous le cas de charge considéré (cette valeur est en général négligeable sauf pour les structures très souples ou dans le cas de cinématique de construction complexe sur appareils d'appui définitifs) ;
- les défauts de pose supérieurs à 0,003 rad (structure préfabriquée, imprécision du calage...).

Application

Effort horizontal au droit des appareils d'appui et de leurs interfaces

Dans la majorité des cas, $V_{x \text{ ELU}}$ est évalué à l'aide de la relation (1) en considérant la réaction verticale maximum à l'ELU $N_{z \text{ max ELU}}$ agissant sur l'appareil d'appui.

Effort horizontal en tête de l'appui glissant

Par simplification, à l'ELU, pour l'appareil d'appui on applique les mêmes efforts que précédemment ($N_{z, \max \text{ Elu}}$) et l'on refait un calcul similaire à l'ELS, conformément au règlement de béton armé (voir partie I : remarques générales).

Pour les appuis souples (voir partie I : fonctionnement des plaques de glissement), il est cependant loisible mais pas indispensable de faire une vérification minimisant les charges verticales. Dans ce cas on utilisera donc une combinaison fondamentale dont la température est action de base associée aux valeurs fréquentes :

$$1,35 G_{k,\text{sup}} + G_{k,\text{inf}} + P + S + C + 1,5 T_k + 1,35 \{0,4 UDL_k + 0,75 TS_k + 0,4 q_{fk,\text{comb}}\} \quad (2)$$

Effort horizontal longitudinal transmis par l'ensemble de ces appuis glissants sur le reste de l'ouvrage (appelé système d'appui fixe)

Pour ce calcul, l'ensemble des réactions verticales des appuis glissants du tablier est calculé sous charges **permanentes**. Sous les effets de la température, du fluage ou du retrait, l'effort horizontal appliqué au système d'appui fixe sera la somme vectorielle des efforts développés dans chacun des appuis glissants.

Dans les appareils d'appui glissants, les efforts sont calculés de la manière suivante :

$$V_x = \mu_a \times N_z \text{ si son effet est défavorable}$$

$$V_x = \mu_r \times N_z \text{ si son effet est favorable}$$

Dans ces formules :

- N_z représente la charge permanente maximale sur l'appui glissant.
- μ_a et μ_r sont des coefficients de frottement dont les valeurs sont définies dans la norme NF EN 1337 - 1 § 6.2 et son tableau 2 (ou formulaire à la fin de cet article).

À noter que la détermination de ces coefficients de frottement tient compte du nombre n d'appareils d'appui glissants du tablier interférant sur le système d'appui fixe. Ils sont également augmentés ou diminués par l'effet de la pente PL sur les appareils d'appuis concernés.

Dans les cas courants, les coefficients de frottement sont identiques pour chaque appareil d'appui.

On recherche ensuite les efforts à ajouter au système d'appui fixe du tablier en faisant la somme des vecteurs produisant un effet défavorable situés d'un côté de ce système avec ceux produisant un effet favorable situés de l'autre côté du système d'appui fixe, puis inversement.

Nota 1

On entend par charges permanentes à l'ELU :

$$1,35 G_{k,\text{sup}} + G_{k,\text{inf}} + P + S + C.$$

Nota 2

Pour vérifier l'équilibre général du système d'appui fixe, il ne sera pas toléré de prendre les coefficients simplifiés μ_a et μ_r identiques pour des appareils d'appui de types différents (cas par exemple des tabliers reposant sur des appareils d'appui à pot et en élastomère fretté).

Nota 3

Il est admis que les efforts horizontaux extérieurs (freinage, force centrifuge, vent...) ne soient pas repris même partiellement par ces appareils d'appui glissants, ils sont donc à reprendre intégralement par le système d'appui fixe ou un autre système de guidage (cf. norme NF EN 1337 - 2 § 6.7).

Cas d'une action accidentelle

En sus des éventuelles combinaisons accidentelles classiques, dues à l'environnement de l'ouvrage, (choc de poids lourds par exemple), le CCTP pourra prévoir une vérification en combinaison accidentelle simulant une défaillance d'un appareil d'appui en considérant une anomalie sur la valeur du coefficient de glissement : $\mu_{\max} = 10\%$ ou 15% de l'un des appareils (et un seul). C'est le cas par exemple lorsque les appuis sont très sensibles à une variation des efforts horizontaux.

Cette vérification ne concerne pas les appareils d'appui, mais chaque appui isolé, y compris l'appui fixe qui sera aussi concerné par cette défaillance.

Cas des systèmes comportant des appareils d'appui cylindriques et sphériques avec surfaces de glissement en PTFE (ou en Msm[®], voir partie I : évolution des matériaux)

La référence normative spécifique à ce type d'appareil est la norme NF EN 1337 - 7.

Pour ces appareils, la démarche pour déterminer les efforts horizontaux est identique à celle des appareils d'appui à pot (voir partie I), les spécifications normatives étant toujours celles de la norme NF EN 1337 - 2 concernant les éléments de glissement. Cependant du fait des rotations sous circulation, ce type d'appareil a une sensibilité aux déplacements immédiats de ses plaques de glissement, il y a lieu pour le calcul des efforts transmis au système d'appui fixe (analogie aux cas 1, partie I, appareil d'appui à pot), de considérer une combinaison fondamentale avec la température comme action de base (1) et (2) sur l'ensemble du tablier au lieu des charges permanentes. Pour les travées indépendantes sur appuis rigides et

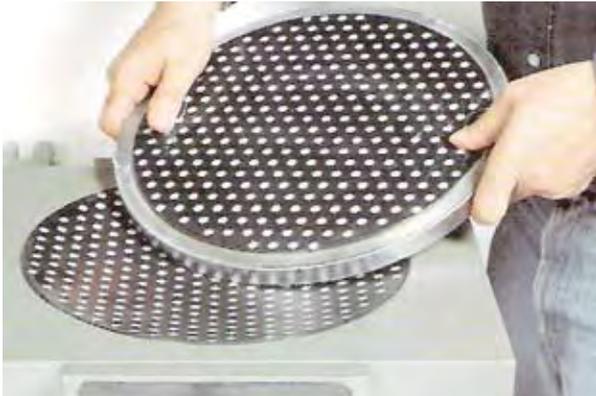


Photo 1 : appareil d'appui à calotte sphérique – source Maurer Söhne

les parties de tablier souple sur appuis rigides, d'une très grande sensibilité aux déplacements instantanés (culées par exemple) on conserve les charges maximales du coté considéré « défavorable » et les charges permanentes du coté considéré « favorable ».

Pour les éléments de glissement en MSM® (cf. - ETA – 06/0131 du 19/06/06 – référence de l'autorisation de marquage CE, renouvelable par période de 5 ans) les coefficients de frottement sont moins importants, ceux-ci étant issus de frottement à des pressions plus importantes (cf. formulaire à la fin de cet article).

Cas des systèmes comportant des appareils à rouleau et à balanciers

Généralités

Le calcul des efforts horizontaux doit satisfaire aux exigences des normes NF EN 1337 - 1 § 5 et 6 (généralités) et NF EN 1337 - 4 § 6 pour les appareils à rouleau et NF EN 1337 - 6 § 6 pour les appareils à balanciers.

Au préalable, on s'assurera que les hypothèses retenues sont conformes (ou assimilables pour le cas des appareils existants) aux exigences sur les constituants des appareils concernés selon les § 5 des normes NF EN 1337 - 4 et 6.

On s'assurera également du bon fonctionnement des appareils lorsqu'ils sont déjà en place sur l'ouvrage. Éventuellement, on appliquera des coefficients majorateurs pour le calcul de ces efforts afin de tenir compte de la non conformité de ces appareils avec les normes NF EN 1337 - 4 ou 6.

Nota

La robustesse de ce type d'appareil est à remarquer, souvent sur les ouvrages existants, un entretien spécifique (nettoyage, brossage des zones de contact, éventuel recalage...) sera bien préférable à une modification du système

Coefficient de roulement – mode fonctionnement

Le coefficient de frottement nominal μ_d (ou coefficient de roulement) des appareils à rouleau est de :

- $\mu_d = 0,02$ pour les aciers ayant une dureté \geq à 300 HV 10 (soit des aciers de limite d'élasticité d'au moins 400 MPa environ) et une rugosité de surface inférieure à 6,3 μm ;
- $\mu_d = 0,05$ pour les autres aciers (ou fonte).

Il est également admis de déduire ce coefficient d'après des résultats d'essais. Dans ce cas, la valeur nominale de calcul est le double de celle qui est mesurée, afin de prendre en compte les conditions de fonctionnement en service différentes de celles des essais.

Application

Effort horizontal de roulement au droit des appareils à rouleau et de leurs interfaces

Cet effort horizontal a pour valeur :

$$V_x = (\mu_d + PP + PL) N_{\text{max de l'appareil}}$$

Les valeurs de PP et de PL sont données au paragraphe élastomère du présent article.

Effort horizontal en tête de l'appui mobile

L'effort horizontal en tête de cet appui résultant des roulements de ses appareils a pour valeur :

$$V_x = (\mu_d + PP + PL) N$$

Les valeurs de μ_d , de PP et de PL ont la même signification que précédemment, mais N représente ici la réaction totale du tablier sur l'appui concerné sous l'effet des combinaisons de charges **maximales**.

On doit également vérifier que les sollicitations transversales sous l'effet du vent sont inférieures à 13,3 % de la valeur de N concomitante ; dans le cas contraire, cet effort doit être repris par le système de guidage latéral.

Effort sur le système de guidage : selon la complexité de l'ouvrage (tracé en plan, longueur du tablier, rigidité transversale du tablier, la rigidité des appuis) une étude spatiale de l'ouvrage est éventuellement nécessaire pour déterminer l'intensité des efforts de guidage. Dans ce cas les efforts sont calculés en alternant d'un appui à l'autre un mouvement du tablier en position de températures extrêmes en ayant au préalable imposé une déviation en plan de $\pm 0,003$ rad sur l'orientation théorique des appareils.

Pour les ouvrages simples et droits, on pourra se contenter d'évaluer ces efforts pour un appui à la plus grande valeur suivante : [100 kN à l'ELU ou 0,01 $N_{\text{max ELU}}$ de l'ensemble de l'appui]

Un seul guide devra pouvoir reprendre l'intégralité de cet effort.

Effort horizontal transmis par l'ensemble des appuis mobiles au système d'appui fixe :

Pour ce calcul, comme pour les appareils d'appui cylindriques ou sphériques, l'ensemble des réactions verticales des appuis mobiles du tablier est à calculer sous combinaison fondamentale avec température en action de base (cf. appareils d'appui cylindriques ou sphériques). Pour les travées indépendantes sur appuis rigides et les parties de tablier souple sur appuis rigides, d'une très grande sensibilité aux déplacements instantanés (culées par exemple) on conserve les charges maximales du côté considéré « défavorable » et les charges permanentes du côté considéré « favorable ».

L'effort horizontal résultant est la somme vectorielle de l'effort unitaire de chacun des appuis mobiles. Chaque effort unitaire est calculé de la manière suivante :

$$V_x = \mu_a \times N + \mu'_a \times V_t \text{ si son effet est défavorable}$$

$$V_x = \mu_r \times N + \mu'_r \times V_t \text{ si son effet est favorable}$$

Dans ces formules :

- N représente la charge défini ci-dessus sur l'appui mobile et V_t l'effort concomitant sur le dispositif de guidage
- Les coefficients de roulement μ_a et μ_r sont définis dans la norme NF EN 1337 - 1 § 6.2 et se trouve dans le tableau 2 (ou formulaire à la fin de cet article).

De la même manière, on calcule μ'_a et μ'_r , qui représentent les coefficients de frottement défavorables et favorables des éventuels dispositifs de guidage, définis selon le nombre n' d'appareils d'appui comportant ce dispositif.

Comme au paragraphe (Effort horizontal longitudinal transmis par l'ensemble de ces appuis glissants sur le reste de l'ouvrage) de cet article, les coefficients μ_a et μ_r sont éventuellement augmentés ou diminués de l'effet de la pente PL sur les appuis concernés.

Dans les cas courants, on a les mêmes valeurs de coefficients de roulement pour chaque appui.

On recherche ensuite les efforts à ajouter au système d'appui fixe du tablier en faisant la somme des vecteurs produisant un effet défavorable situés d'un côté de ce système avec ceux produisant un effet favorable situés de l'autre côté du système d'appui fixe, puis inversement.

Effort horizontal longitudinal sur le système d'appui fixe

Il est admis que les efforts horizontaux de freinage ne soient pas repris même partiellement par les appareils d'appui mobiles, ils sont donc à reprendre intégralement par le système d'appui fixe.



Photo 2 : plans de roulement douteux pour appareils à rouleaux multiples – Source : Yves Picard



Photo 3 : plans de roulement d'un appareil à rouleau simple
Source : Yves Picard



Photo 4 : plans de roulement très douteux pour appareils à rouleaux multiples, absence de possibilité de rotation – Source : Yves Picard

L'effort horizontal longitudinal résultant comprend donc les efforts induits par les appuis mobiles (et éventuellement d'autres appuis glissants) et les efforts de freinage.

Les prescriptions de prévention au glissement des appareils d'appui à balancier (cf. NF EN 1337 - 6 § 6.4) indiquent que le système d'appui fixe doit résister mécaniquement aux efforts horizontaux **sans prendre en compte la résistance de frottement des surfaces en contact hertzien**.

On doit donc mettre en œuvre un système de blocage qui est habituellement composé de taquet et/ou de dents au droit de l'appareil d'appui à balanciers.

Si l'appui est très rigide, un seul point recevra l'effort horizontal longitudinal résultant, s'il est souple il sera possible de diffuser une partie de l'effort sur un deuxième point.

Cas d'une action accidentelle

Comme dans les autres systèmes d'appareils d'appui, en sus des éventuelles combinaisons accidentelles du projet (choc de bateau par exemple), le CCTP pourra prévoir (cas des appuis sensibles à l'effet des efforts horizontaux) une vérification en combinaison accidentelle simulant une défaillance d'un appareil d'appui en considérant une anomalie sur la valeur du coefficient de roulement : $\mu_d =$ de l'ordre de 20 % sur l'un des appareils d'appui (et un seul).

Cette vérification ne concerne pas les appareils d'appui, mais chaque appui isolé, y compris l'appui fixe concerné par la répercussion de cette défaillance.

Cette vérification semble d'autant plus pertinente dans le cas d'ouvrages anciens ayant une mauvaise conception de l'environnement de leurs appareils d'appui ou de difficulté particulière de leur visite.



Photo 6 : plans de roulement pour rouleaux multiples traités au Corroweld – Source fabricant GHH



De bas en haut :

- mortier de pose sur la pile ;
- plaque d'engrèvement du balancier inférieur ;
- balancier supérieur à contact cylindrique portant le plan de glissement en PTFE et la clavette ;
- plaque de glissement à contact en acier inoxydable ;
- plaque d'engrèvement de la plaque de glissement.

Photo 7 : plan de glissement d'un appareil à balancier avec système de guidage par clavette centrale – Source : Yves Picard



Photo 5 : appareils d'appui à rouleau simple après réfection, les surfaces de contact hertzien sont protégées par de la graisse, le balancier inférieur est posé sur un élastomère pour mieux absorber les rotations parasites transversales – Source : DREIF

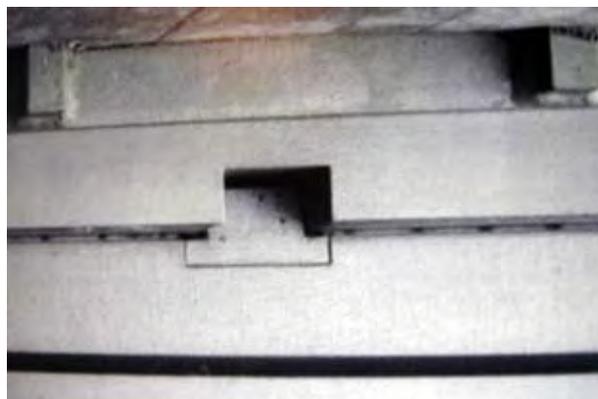


Photo 8 : détail au niveau du système de guidage – Source : Yves Picard

Formulaire

Ce formulaire rassemble les valeurs des principaux coefficients à utiliser pour les calculs d'appareils d'appui.

Coefficient de glissement PTFE alvéolé, lubrifié – acier austénitique ou chromage dur :

$$\begin{aligned} \mu_{\max} &= 1,2 / (10 + \sigma_p) & \text{si } 5 \text{ MPa} \leq \sigma_p < 30 \text{ MPa} \\ \mu_{\max} &= 0,08 & \text{si } \sigma_p < 5 \text{ MPa} \\ \mu_{\max} &= 0,03 & \text{si } \sigma_p \geq 30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

σ_p est la pression moyenne sur le PTFE à l'ELS ou à l'ELU selon le cas.

Le domaine d'utilisation de la formule est de - 35 °C à + 48 °C. Lorsque la température minimale effective de l'appareil d'appui ne descend pas en dessous de - 5 °C, ce coefficient peut être réduit d'un facteur 2/3 (c'est par exemple le cas de certains DOM-TOM).

Nota

Au stade du prédimensionnement, dans le cas d'un ouvrage rectiligne, on pourra adopter une valeur forfaitaire du coefficient de frottement de 3,2 % à l'ELU. Cette valeur tient compte du frottement sur les guides.

Coefficient de glissement des guides en PTFE – acier austénitique

$$\mu'_{\max} = 0,08.$$

Coefficient de glissement des guides en CM1 - acier austénitique

$$\mu'_{\max} = 0,20 \text{ (cas habituel en France).}$$

Coefficients de glissement (ou de roulement) en cas d'effet de sens contraire entre les appuis

$$\text{Coefficient d'effet défavorable : } \mu_a = 0,5 \mu_{\max} (1 + \alpha)$$

$$\text{Coefficient d'effet favorable : } \mu_r = 0,5 \mu_{\max} (1 - \alpha)$$

avec α coefficient de dégressivité dépendant de n nombre d'appareils d'appui exerçant des effets de sens contraire (voir tableau ci-contre).

Limitation de la pression sur les plaques de PTFE (sauf appareils d'appui glissant en élastomère fretté)

La norme NF EN 1337 - 2 § 6.6 et 6.8.3 limite la pression sur le PTFE à $90 / 1,4 = 64,3 \text{ MPa}$ à l'ELU. Cette vérification est à faire sur la surface réduite.

Si l'appareil est exposé à une température effective comprise entre 30 °C et 48 °C, cette valeur doit être minorée de 2 % par °C au delà de 30 °C.

Par simplification, en France métropolitaine la note technique du Sétra (NI OA 27 de décembre 2006) préconise les valeurs suivantes :

- $90 \times 0,85 / 1,4 = 54,65 \text{ MPa ELU}$ pour les ouvrages en béton ou mixte ;
- $90 \times 0,80 / 1,4 = 51,40 \text{ MPa ELU}$ pour les ouvrages entièrement métalliques.

Le calcul de la surface réduite plane A_r peut être effectué selon l'annexe A de la NF EN 1337 - 2

- Surface circulaire : $A_r = (1 - 0,75 \pi e L) \pi L^2 / 4$;
 - Deux demi-disques : $A_r = (1 - 0,75 \pi e L) \pi L^2 / 4 - L D_{\text{guide}}$ (formulation approchée sécuritaire) ;
- e : est l'excentrement de la résultante de la force appliquée ;
 L : est le diamètre du PTFE ;
 D_{guide} : l'espace entre les 2 disques.
- Surface rectangulaire : $A_r = (a - 2 e_a) (b - 2 e_b)$;
- e_a : est l'excentrement sur la largeur a de la plaque en PTFE ;
 e_b : est l'excentrement sur la largeur b de la plaque en PTFE.

Pour les surfaces sphériques ou cylindriques, consulter les tableaux B1 ou B2 de la NF EN 1337-7.

Pour les appareils d'appui glissants en élastomère fretté de type D, la condition de distorsion du mouvement de translation limite la pression moyenne à 30 MPa à l'ELU sur le PTFE.

	coefficient α
$n \leq 4$	1
$4 < n < 10$	$(16 - n) / 12$
$n \geq 10$	0,5

Nota

Il est à remarquer que pour les appareils à pot dans les cas courants compte tenu des excentrement, le diamètre L du PTFE sera proche du diamètre D de l'intérieur du fond de pot, la contrainte moyenne à l'intérieur du pot étant limitée à : $60 / 1,3 = 46,15 \text{ MPa}$ à l'ELU (cf. NF EN 1337 - 5 § 6.2.1.1).

Cas des calottes sphériques à plaques en Msm® – acier austénitique

Pour des températures comprises entre -35 °C et 48 °C :

$$\begin{aligned} \mu_{\max} &= 1,6 / (15 + \sigma_p) & \text{si } 5 \text{ MPa} \leq \sigma_p < 65 \text{ MPa} \\ \mu_{\max} &= 0,08 & \text{si } \sigma_p < 5 \text{ MPa} \\ \mu_{\max} &= 0,02 & \text{si } \sigma_p \geq 65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

σ_p est la pression moyenne sur le Msm® à l'ELS ou à l'ELU selon le cas.

Si la température minimale effective de l'appareil d'appui ne descend pas en dessous de -5 °C , le coefficient est réduit d'un facteur 0,75 (cas de certains DOM-TOM par exemple).

Le coefficient de glissement des guides en Msm® – acier austénitique est de : $\mu'_{\max} = 0,10$.

L'autorisation d'emploi limite la pression sur le Msm® à $180 / 1,4 = 128,6 \text{ MPa}$ à l'ELU. Cette vérification est à faire sur la surface réduite.

Si l'appareil est exposé à une température effective comprise entre 35 °C et 48 °C , cette valeur doit être minorée de 2 % par °C au delà de 35 °C .

En reprenant le raisonnement forfaitaire de la note technique du Sétra pour la France métropolitaine on obtient les valeurs suivantes :

- $180 \times 0,95 / 1,4 = 122 \text{ MPa}$ à l'ELU pour les ouvrages en béton ou mixte ;
- $180 \times 0,90 / 1,4 = 115 \text{ MPa}$ à l'ELU pour les ouvrages entièrement métalliques.

Nota

Ce genre de produit peut être adapté à d'autres types d'appareils d'appui tel que les appareils d'appui à pot par exemple. Les produits similaires qui seront prochainement disponibles, devront faire l'objet d'une procédure de CUAP spécifiant notamment les limites en pression et les coefficients de frottement à prendre en compte.

Effort de freinage sur un ouvrage de classe 2 selon l'Ec

L'effort de freinage est égal à :

$$H_k = 324 + 1,89 L \quad (L : \text{longueur de l'ouvrage en m, } H_k \text{ en kN}).$$

L'annexe nationale envisage de limiter cette valeur à 500 kN, sauf pour les convois militaires. (à l'ELU, on obtient donc un effort de $1,35 \times 500 = 675 \text{ kN}$).

Amplitude de déplacement prévue à l'annexe nationale, à l'ELU, sous la combinaison 1,5 Tk pour 100 ml dilatables en considérant que la température de pose est spécifiée

Voir tableau ci-dessous ■

Référence bibliographique

[1] Fagnat M. ; « Les joints de chaussées sur les ponts à forte pente » – Bulletin Ouvrages d'art du Sétra N° 51 de mars 2006.

Région	Nature du tablier		
	BA ou BP	Mixte	Métal
Bretagne – PACA	105 mm (- 20 °C/50 °C)	135 mm (- 20 °C/55 °C)	171 mm (- 30 °C/65 °C)
Autres rég. métrop.	113 mm (- 25 °C/50 °C)	144 mm (- 25 °C/55 °C)	180 mm (- 35 °C/65 °C)
Est – Alpes	120 mm (- 30 °C/50 °C)	153 mm (- 30 °C/55 °C)	189 mm (- 40 °C/65 °C)

Le contrôle non destructif de réception des chapes d'étanchéité des ponts routiers par thermographie infrarouge

Hervé Cannard, Michel Fragnet, Florence Pero, Marie-Paule Thaveau

Avertissement

Le sujet traité dans le présent article s'appuie sur un travail de recherche effectué au sein du Réseau Scientifique et Technique sur le sujet plus général de la recherche et du diagnostic de défaut d'étanchéité dans les ouvrages routiers.

Cette étude a fait l'objet d'un rapport final et de rapports complémentaires (voir bibliographie).

Il est apparu intéressant de porter, dès maintenant, à la connaissance des maîtres d'œuvre comme des entreprises d'étanchéité, ce moyen de contrôle non destructif et exhaustif de la qualité de pose d'une chape d'étanchéité.

Introduction et présentation

Pour les travaux de mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur un pont, le maître d'œuvre rédige un CCTP incluant des clauses, notamment en référence au Fascicule 67, titre I du CCTG, pour que l'entreprise fournisse des matériaux et une mise en œuvre de qualité.

Les contrôles de réception se limitent, pour la plupart des cas, à un examen visuel du complexe d'étanchéité afin de détecter d'éventuelles déficiences.

La vérification de la qualité du soudage pour les chapes par feuilles préfabriquées bitumineuses adhérentes au support, voire les films minces adhérent au support (en résine), se fait par des sondages au maillet et par quelques essais (destructifs) d'adhérence dont la surface concernée (quelques dm²) n'est pas représentative de l'ensemble de l'étanchéité.

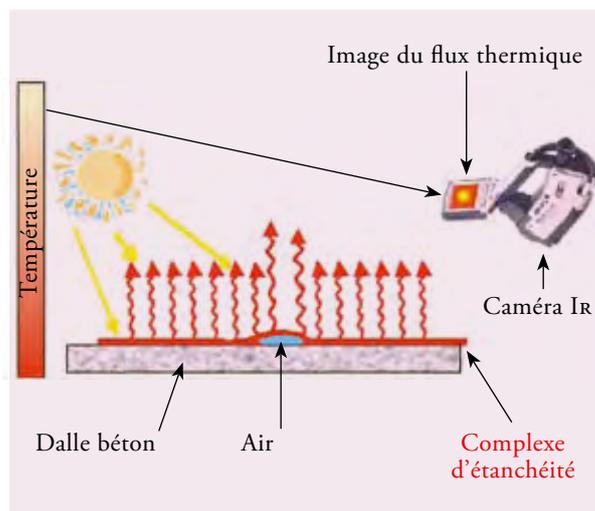


Figure 1 : schéma de principe de l'examen par caméra infrarouge

Le contrôle, par mise en eau, d'une chape de terrasse de bâtiment s'avère beaucoup plus aisé que sur un pont où ce type d'épreuve n'est pas réalisable.

La plupart des techniques utilisées dans le bâtiment ne sont pas adaptées au contexte d'un pont.

Il s'agit en particulier de techniques à base de mesures neutroniques, de résistance électrique ou de résistivité, de conductivité, etc.

Les recherches au sein du réseau scientifique et technique

Devant cette situation, le LCPC a monté un programme de recherche effectué en partenariat avec le LRPC d'Autun, d'autres Laboratoires Régionaux, le Séttra, des Entreprises.

Après une première étape de recherche bibliographique, deux pistes ont paru prometteuses :

- le radar qui donne des informations sur la position des interfaces des différents matériaux (béton bitumineux, asphalte, feuille préfabriquée, béton hydraulique), voire sur la présence d'eau ;
- l'imagerie thermique infra rouge.

Cette seconde approche paraît la plus prometteuse à l'heure actuelle.

Cette technique, apparue dans les années 1990 en Suisse, aurait donné d'après son promoteur des résultats intéressants.

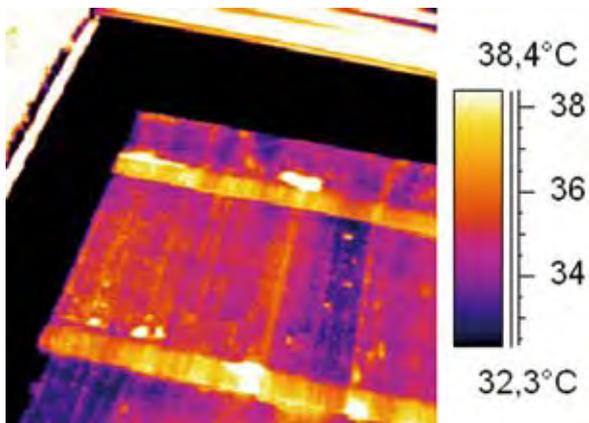
Principe de la mesure par thermographie Ir

Sous l'effet d'un flux thermique généré par un différentiel de température jour/nuit ou par un ensoleillement même modéré, la présence d'air au niveau de cloques dans un complexe d'étanchéité induit, par le fait d'une conductivité thermique plus faible à leur niveau, une élévation de température localisée, figure 1.

Le flux thermique ainsi créé est mis en évidence par une caméra thermique infrarouge d'une sensibilité suffisante (de quelques dixièmes de degré).

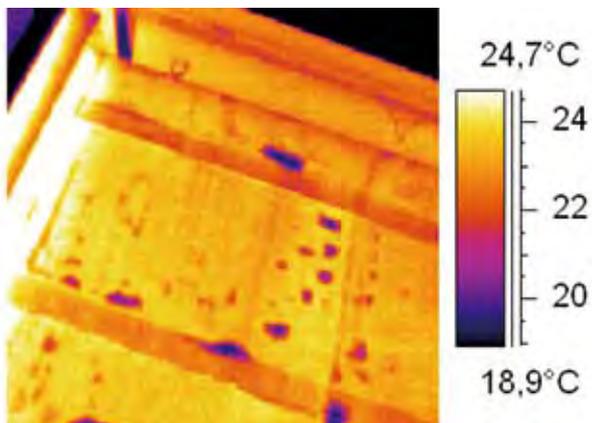
Les conditions expérimentales sont particulièrement importantes et la pluie ou l'humidité de la chape d'étanchéité sont des facteurs prohibitifs à toute observation.

Une élévation de température est constatée au droit des cloques en période diurne et un refroidissement plus rapide de ces zones en période nocturne, figure 2.



À 11 h : Température ambiante 28 °C – Température du support : 33 à 38°C – Les défauts se révèlent par des températures plus élevées.

Figure 2 : images Ir d'une feuille préfabriquée mince de jour et de nuit



À 23 h : Température ambiante 22 °C – Température du support : 19 à 24 °C – Les défauts se révèlent par des températures plus froides.

Application pratique

Il est très important que les chapes d'étanchéité par feuilles bitumineuses préfabriquées (quand il s'agit de feuilles adhérentes au support) soient parfaitement soudées au support car le moindre défaut de soudage conduit à l'amorce d'une cloque comme l'ont montré les études en laboratoire.

Nota

Pour initier une cloque en laboratoire, il suffit simplement de mettre un peu de poudre (talc) au soudage pour créer le défaut. Voir le rapport de recherches « gonfles et cloques » Sétra/CIOA de septembre 1998 (référence : F 9852).

Vérifier globalement la qualité du soudage d'une chape d'étanchéité c'est participer à l'objectif de pérennité de l'ouvrage.

Tout défaut de soudage est synonyme de lame d'air entre le support béton et la feuille d'étanchéité et, par conséquent, cette lame d'air va jouer un rôle d'isolant thermique perturbant la température de surface et donc l'image thermique de la feuille.

Le contrôle s'effectue par un balayage à la caméra IR sur un tablier béton exempt de tout élément perturbateur.

Un enregistrement des images peut être effectué et les défauts éventuels repérés au marqueur de chantier.

C'est à ce titre que le contrôle non destructif par thermographie IR s'avère un outil performant.

Cependant, ce contrôle rapide (en fonction de la fréquence des défauts relevés) et exhaustif, doit être réalisé par un personnel qualifié.

Le futur – perspectives d'emploi

L'adhérence au support est une des conditions pour une bonne étanchéité (voir article sur la semi indépendance paru dans le bulletin ouvrages d'art du Sétra n° 55).

Les maîtres d'ouvrage et gestionnaires sont souvent confrontés à l'apparition ultérieure de défauts visibles au niveau de la couche de roulement, qui résultent de la présence initiale de cloques. Ces défauts sont ensuite difficiles à réparer et entraînent des contentieux avec les entreprises qui sont coûteux, difficiles à gérer et qui conduisent à discréditer la technique d'étanchéité.

D'autant que, bien souvent, les entreprises spécialisées considèrent avoir mis tous les atouts (parfois à juste titre) pour réaliser une mise en œuvre conforme.

Disposer d'un outil de contrôle non destructif, fiable, rapide, « pédagogique » auprès des applicateurs et d'un coût relativement modeste permettra la réception « apaisée » d'une chape d'étanchéité (principalement par feuille préfabriquée bitumineuse, voire par FMAS - feuille mince adhérente au support - ou par feuille + asphalte). Les travaux de réparation des éventuels défauts détectés pourront en effet être immédiatement réalisés, avec un coût minime pour l'entreprise. L'assurance de la qualité de l'étanchéité pourra être affirmée sans le moindre doute.

La crédibilité de ces différents complexes d'étanchéité devrait en être améliorée.

Grâce à une démarche d'information et de sensibilisation auprès des fabricants et applicateurs, ce moyen de contrôle (la thermographie infra rouge) pourra conduire à l'amélioration du couple « matériau/mise en œuvre ».

Pour cela, il faudrait rendre ce contrôle systématique par l'introduction d'un article dans le CCTP.

Certes, le matériel et le personnel qualifié ne sont pas encore disponibles dans tous les LRPC ou autres laboratoires de contrôle, mais ceci ne doit pas être un

Photos de chantier

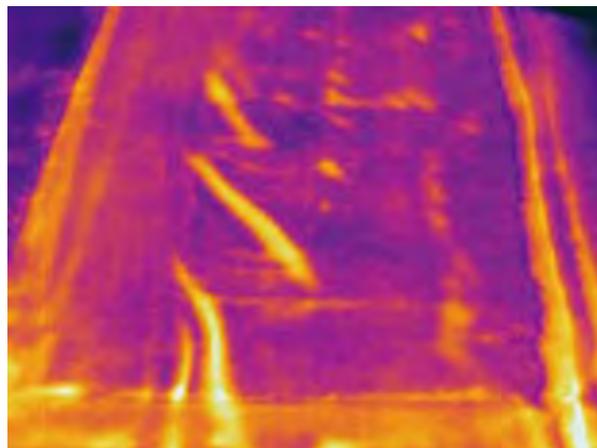


Illustration 1 : image caméra spectre infra rouge – Source : Hervé Cannard

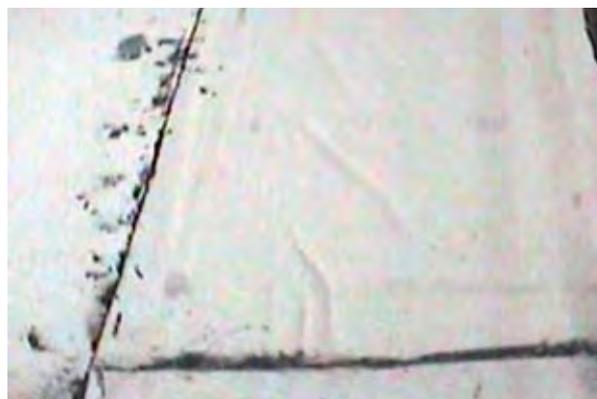


Illustration 2 : image caméra spectre visible – Source : Hervé Cannard

obstacle aux avantages techniques et économiques procurés. Et en attendant, ce contrôle de réception pourra être à la charge du maître d'œuvre.

À noter également que certaines entreprises pourraient être rapidement tentées d'investir dans un tel matériel et de le mettre en œuvre dans le cadre d'un contrôle externe au chantier. Le maître d'œuvre devrait alors s'assurer de la bonne mise en œuvre et interprétation de ce moyen de contrôle, les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées pouvant lui apporter une assistance technique.

Exemple d'article type de CCTP

Le contrôle de réception de la chape d'étanchéité par feuilles préfabriquées bitumineuses soudées au support est effectué à l'aide d'une caméra thermique infra rouge avec une précision du dixième de degré ■

Nota

Ce contrôle peut utilement remplacer le simple contrôle par sondage de la bonne qualité du soudage tel que prévu au CCTG, F 67-I, § 12.4.

Références bibliographiques

Rapport final Programme A – « Localisation de défauts et de discontinuités » Opération 11 A 021 du 01/02/2006 (Derobert, X., LCPC div Rms, Sudret, J.P., LRPC d'Autun, Fauchard C., LRPC de Rouen, Brevet P., LCPC MACOA ; Thaveau M.P., LRPC Autun)

Rapports complémentaires de l'opération 11 A 021 :

- « Conception d'un site test dédié aux complexes d'étanchéité » rapport de recherche final d'une opération. Thaveau M.P., Cannard H., réf. LCPC 1655.
- « Contrôles non destructifs sur complexes d'étanchéité du site test de Margenne « Premières campagnes de mesures » rapport de recherche final d'une opération - Thaveau M.P., Cannard H., réf. LCPC 1656.
- « Travaux sur ouvrages réels – fiches de chantier CND - Caméra infrarouge » Cannard H., Thaveau M.P., réf. LCPC 1657.



Illustration 3 : image caméra spectre infra rouge – Source : Hervé Cannard



Illustration 5 : image caméra spectre infra rouge – Source : Hervé Cannard



Illustration 4 : image caméra spectre visible – Source : Hervé Cannard



Illustration 6 : image caméra spectre visible – Source : Hervé Cannard

Passage à Open Office pour le logiciel PETRA, passage aux Eurocodes pour la bible Ouvrages d'Art (OA)

Une nouvelle version 2.0 du logiciel PETRA (élaboration des pièces techniques écrites des DCE pour la construction des ouvrages d'art) est désormais disponible. Une bible actualisée du corpus réglementaire applicable qui accompagne ce logiciel sera également prochainement accessible aux détenteurs de PETRA 2.0 par téléchargement sur site web (bible OA 2007).

Le présent article présente les principales améliorations apportées au logiciel PETRA par cette nouvelle version ainsi que les principales évolutions de la bible OA 2007 comme, notamment, la possibilité d'imposer dans le CCTP que les justifications par le calcul de l'ouvrage traité soient menées selon les Eurocodes.

Améliorations apportées au moteur PETRA

Fonctionnement sous Office 2000/2003 et sous Open Office
L'Administration française ayant décidé d'abandonner progressivement la suite bureautique Office pour la suite libre Open Office, de nouvelles macros permettent l'édition des pièces écrites techniques avec cette suite. Par ailleurs, pour les clients souhaitant continuer à travailler avec la suite Office, de nouvelles macros permettent l'édition sous Office 2003 et, comme précédemment, sous Office 2000. Il faut aussi noter que PETRA 2.0, bien que non certifié pour Office XP, a été testé avec succès sur des micro-ordinateurs équipés de cette suite et du pack 3 pour Office XP.

Modifications de la protection du logiciel

La version 1.0 de PETRA imposait la présence d'un bouchon électronique sur l'unité centrale et la saisie d'un mot de passe pour chaque nouvelle bible. Ce type de protection posant des problèmes sur les unités centrales non équipées de port parallèle, la protection de la version 2.0 est assurée par la saisie, pendant l'installation du logiciel, d'un couple (n° de licence, mot de passe) indiqué sur le boîtier du logiciel (et qui devra donc être conservé précieusement). Aucun mot de passe n'est donc plus demandé à l'occasion du chargement d'une bible.

Possibilité d'afficher systématiquement les aides

A la demande de certains utilisateurs, la version 2.0 permet de découvrir dans une même fenêtre, d'une part, les réponses proposées pour une question et, d'autre part, l'aide apportée aux utilisateurs.



Identification des compléments manuels

Dans la version 2.0 de PETRA, les compléments qui n'ont pas été apportés sous PETRA sont identifiables dans Word ou Open Office Writer par un double crochet []. Ils sont donc beaucoup plus facilement localisables.

Changement dans la désignation des bibles

Désormais, le nom des bibles est du type « 200n.01 ». La bible OA 2007 s'appelle donc 2007.01.

Amélioration de la présentation du CCTP

Dans la version 2.0, il est désormais possible d'utiliser des titres intermédiaires (sans numéro) en caractères gras et des caractères grecs.

Modifications apportées à la bible OA neufs

Introduction des Eurocodes

Les Eurocodes et la majorité des annexes nationales concernant les ponts étant désormais publiés, il a été décidé d'introduire dans la bible 2007 des clauses de

justification des ponts basées sur les Eurocodes, c'est-à-dire les normes des séries NF EN 1990 à 1998 et leurs annexes nationales. Il est à noter que, contrairement à ce qui s'est pratiqué sur certains ouvrages récents, il n'est pas possible de panacher des actions et combinaisons d'actions issues des Eurocodes avec des justifications selon les anciens règlements français.

L'introduction des Eurocodes ne provoque pas l'abandon des règles de justification françaises. Ces dernières restent en effet disponibles pour les ouvrages dont le projet a été mené avec la réglementation française (fascicule 61 titre II, BAEL, BPEL, etc.) et bénéficient même d'améliorations diverses.

Principales autres évolutions

Outre cette évolution majeure, les clauses relatives aux appareils d'appui tiennent désormais compte des tous derniers guides Sétra, datés de juin et novembre 2007. Les clauses relatives au domaine Aciers/Bétons/Coffrages ont aussi été revues pour tenir compte des travaux effectués par le groupe de travail en charge de la seconde mise à jour du fascicule 65A. Enfin, les clauses relatives aux connecteurs en goujons renvoient désormais à la norme NF EN ISO 13918.

Techniques supprimées

Compte tenu du trop grand nombre de clauses à maintenir, il a été décidé de supprimer de la bible OA les appareils d'appui métalliques, qui concernaient un trop petit nombre d'ouvrages. La notion de « passerelle piétonne », qui sélectionnait des surcharges spécifiques à ce type d'ouvrage, a également été provisoirement supprimée.

Modalités de diffusion

La version 2.0 de PETRA peut être achetée auprès du bureau des ventes du Sétra, pour un prix de 1 500 euros incluant la bible 2006.01. La bible OA 2007 ne fonctionnant que sous la version 2.0 de PETRA, il faut impérativement posséder cette version (diffusée gratuitement aux possesseurs de la version 1.0) pour bénéficier de la nouvelle bible 2007.01. Celle-ci sera téléchargeable gratuitement sur la page PETRA du site PILES du Sétra :

- <http://www.piles.setra.equipement.gouv.fr>.
- <http://piles.setra.i2> (réseau intranet du Ministère).

Guillaume Chauvel, Daniel de Matteis

Stages

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

Les bétons de structure et leur prescription selon les nouveaux référentiels (Eurocodes, EN 13670, fascicule 65) : une nouvelle façon de viser la durabilité des ouvrages	27, 28 novembre 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 3 : ouvrages de soutènement non courant	28, 29 novembre 30, 1/2 journée 2007
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton - partie 2 : diagnostic, réparation et renforcement des ouvrages	3 au 5 décembre 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 6 - diagnostic	12 au 14 décembre 2007
Protéger les ouvrages métalliques contre la corrosion	13, 14 décembre 2007

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

• Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires

Guide technique

Référence : 0716 – juillet 2007 – 78 pages – Prix de vente : 18 euros

Ce guide technique est destiné essentiellement aux concepteurs de pont. Les éléments qu'il contient doivent permettre de dimensionner les appareils d'appui en élastomère fretté en vue d'une utilisation sur les ponts, viaducs et les structures similaires.

Ce document comprend essentiellement les éléments suivants :

- une description sommaire des différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté et des éventuels équipements particuliers qui lui sont liés ;
- les principaux textes réglementaires ou normatifs de base ;
- les critères de dimensionnement sur la base des projets de textes normatifs préparés par le CEN (Comité Européen de Normalisation) ;
- le principe des contrôles permettant le marquage CE ;
- une méthodologie de calcul dans un projet de pont avec des exemples d'application ;

enfin, il est complété par une série d'annexes traitant du dimensionnement de ce type d'appareils d'appui dans les zones sismiques, de la durabilité des appareils d'appui en élastomère fretté complétés par un plan de glissement et d'exemples de rédactions d'articles à introduire dans les CCTP.

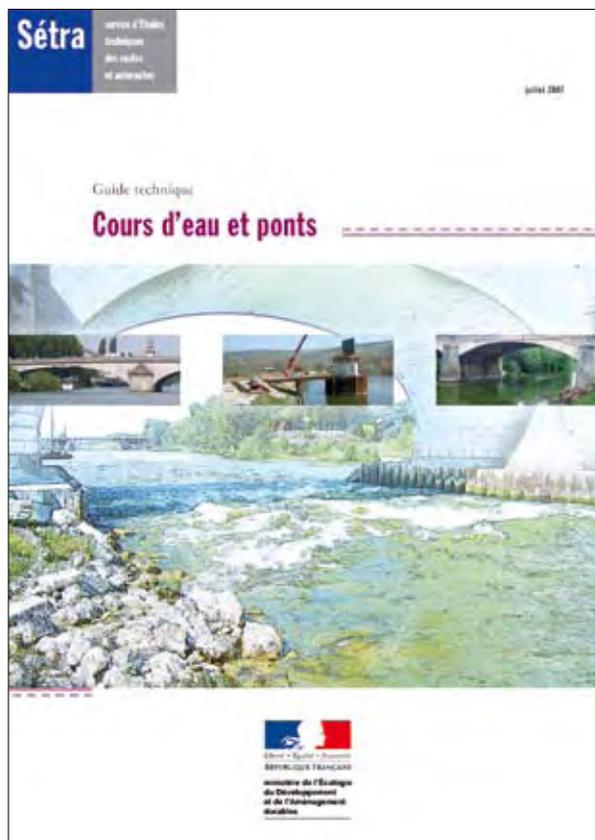
• Cours d'eau et ponts

Guide technique

Référence : 0721 – Juillet 2007 – 172 pages – Prix de vente : 24 euros

Ce guide s'adresse à la fois aux maîtres d'œuvre et maîtres d'ouvrage, ainsi qu'aux concepteurs d'ouvrages d'art ; il a pour vocation de les assister dans la conception des ouvrages de franchissement de cours d'eau et de leurs ouvrages annexes, tels que les remblais d'accès.

Son but est d'aider à la compréhension des cours d'eau et de leurs hydrosystèmes, de présenter l'ensemble des volets sur lesquels l'interférence entre l'ouvrage et le milieu naturel est à prendre en considération, avec réciprocité possible des impacts.



• Eurocodes 3 et 4

Application aux ponts-routes mixtes acier-béton - Guide méthodologique

Référence : 0720 – Juillet 2007 – 192 pages – Prix de vente : 23 euros

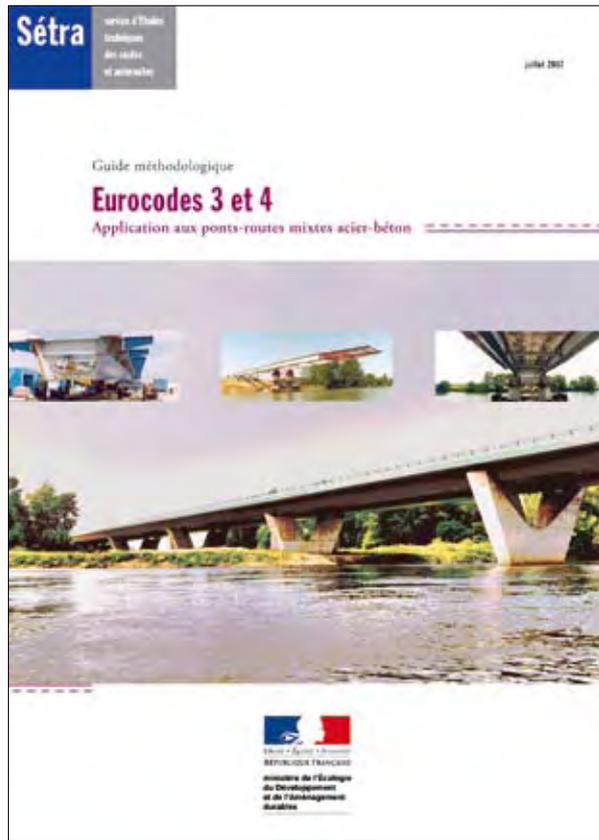
Ce guide méthodologique déroule deux exemples numériques de calcul de ponts en ossature mixte selon les Eurocodes (un bipoutre entretoisé et un caisson ouvert).

Toutes les principales justifications sont abordées avec des références précises aux nouvelles normes appliquées.

L'accent est mis sur les différences ou les nouveautés de ces normes par rapport à la pratique française.

Ce document est destiné à accompagner la mise en œuvre des Eurocodes en France.

Il est particulièrement destiné aux maîtres d'œuvre, aux bureaux d'études et aux entreprises responsables de la construction de ponts en ossature mixte.



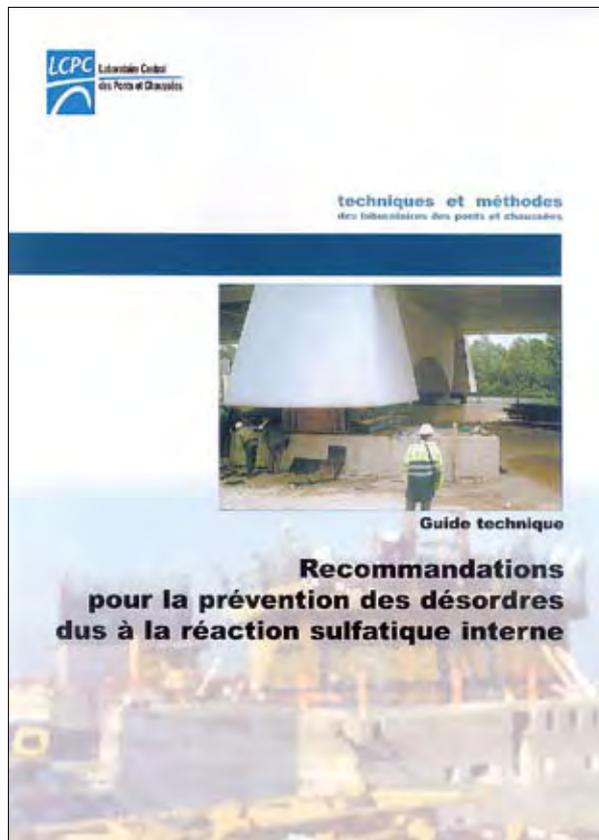
• Ouvrages édités par le LCPC

Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne

Réf. GTRSI – août 2007 – Prix de vente : 30 euros

Les présentes recommandations ont pour objectif de limiter le risque d'apparition de désordres liés à la réaction sulfatique interne. Cette dernière est provoquée par la formation différée d'ettringite dans un matériau cimentaire et se produit notamment en raison d'un échauffement important du béton intervenu plusieurs heures ou plusieurs jours après son coulage. Elle provoque un gonflement du béton qui engendre à son tour une fissuration des structures. Cette réaction peut se rencontrer avec deux types de béton : les bétons traités thermiquement et les bétons coulés en place dans des pièces dites critiques.

Ces recommandations concernent les ouvrages de génie civil et les bâtiments comportant des éléments de dimensions importantes en contact avec l'eau ou soumises à une ambiance humide. Elles fixent le niveau de prévention à atteindre en fonction de la catégorie de l'ouvrage (ou de la partie d'ouvrage) et des conditions d'expositions auxquelles il (ou elle) est soumis(e). A chacun des quatre niveaux de prévention retenus, sont associées des précautions à appliquer et des vérifications à effectuer. Elles présentent également des dispositions liées à la conception et au dimensionnement des ouvrages, à la formulation et à la fabrication du béton ainsi qu'à sa mise en œuvre.



Coordonnées des rédacteurs

Vincent Barbier
DRE fr.Comté/SMO
Tél : 03 81 65 69 46

Xavier Berdos
LRPC de Nancy
Tél : 03 83 18 41 58

Hervé Cannard
LRPC d'Autun
Tél : 03 85 86 67 39

Sandrine Chanut
Eiffage TP
Tél : 01 49 44 93 02

Guillaume Chauvel
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 31 95

Nicolas Fabry
Eiffage TP
Tél : 01 49 44 92 49

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

Philippe Jandrin
CG de Meurthe et Moselle
Tél : 03 83 94 54 54

Gérard Leclerc
CETE Normandie centre
Tél : 02 35 68 82 15

Pierre Marchand
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 34 54

David Marchesse
CETE Normandie centre
Tél : 02 35 68 82 20

Daniel de Matteis
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 12

Florence Pero
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 33 25

Aude Petel
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 73

Yves Picard
Consultant
PICAYV@aol.com

Marie-Paule Thaveau
LRPC d'Autun
Tél : 04 74 50 67 20

Thierry Thibaux
Eiffage TP
Tél : 01 49 44 93 10

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

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.equipement.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.equipement.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.equipement.gouv.fr>
- sur i2 (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <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 : **0758**

*Couverture - crédit photos : Hervé Cannard (LRPC d'Autin), Sétra
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
© 2007 Sétra - Dépôt légal : 4^e trimestre 2007 - ISSN : 1266-166X*



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
de l'Équipement

