

# SOMMAIRE

Bulletin du Centre  
des Techniques d'Ouvrages d'Art

## TECHNIQUES PARTICULIÈRES

### Une synthèse du projet européen COMBRI

Laurence Davaine, Aude Pétel, Joël Raoul  
☛ P. 2

## OUVRAGES MARQUANTS

### La construction de l'ouvrage aval de franchissement de la Durance

#### La liaison Est-Ouest d'Avignon

Daniel Le Faucheur, Fernando Dias,  
Robert Bonnefoy

☛ P. 8

## ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

### Contrôle mécanique des candélabres d'éclairage public

Daniel Mutricy

☛ P. 21

## INFORMATIONS BRÈVES

### Addendum au Bulletin Ouvrages d'art n° 60

☛ P. 30

### Stages

☛ P. 31

## 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), Benoit Portier (DRE Paca/SMO), Jean-Loup Castellan (DIRCO/SPT/BOA). Rédacteur en chef : Émilie Luangkhot (Sétra) - tél : 01 46 11 31 68. 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 : 978-2-11-095824-2 © Sétra - 2009

# Une synthèse du projet européen COMBRI

Laurence Davaine, Aude Petel, Joël Raoul

*Cet article est un résumé des résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche européen ComBri. Ils sont présentés de façon très synthétique, à destination d'un projeteur en ouvrages d'art. Les lecteurs souhaitant plus de détails peuvent consulter les références bibliographiques.*

## Introduction

COMBRI est l'acronyme pour « COMpetitive steel and composite BRIdges by improved steel plated structures », projet de recherche européen subventionné par le Rfcs, Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier, dépendant de la Commission Européenne. Ce projet s'est déroulé sur trois ans, de septembre 2003 à septembre 2006, et il a été suivi d'un projet de valorisation, appelé ComBri+, de juillet 2007 à décembre 2008, permettant de présenter les résultats des trois premières années de recherches expérimentales et théoriques, sous une forme appropriée pour un projeteur de bureaux d'études.

Consacré aux calculs des plaques raidies utilisées dans la conception des ponts métalliques et mixtes, le projet COMBRI a permis à la Division des Grands Ouvrages du Sétra, de travailler en partenariat avec des universités européennes et des centres techniques de recherche :

- Université de Stuttgart (Allemagne), Université de Luleå (Suède), Université de Liège (Belgique), Université RWTH d'Aachen (Allemagne),
- CTICM (Centre des Techniques Industrielles de la Construction Métallique) à Saint-Aubin, Fondation LABEIN à Bilbao (Espagne).

L'objectif général du projet était d'optimiser la conception des ponts métalliques et mixtes pour les phases de construction et de service, par l'utilisation de tôles plus élancées avec une meilleure efficacité

du raidissage mis en œuvre, ou d'acier à haute limite d'élasticité. Certaines règles de dimensionnement de l'Eurocode 3 partie 1-5 ont ainsi pu être améliorées, notamment par le développement de nouvelles approches de calcul ou par la mise au point du logiciel EBPlate. Derrière cette optimisation se cache bien sûr une réduction des coûts de calcul, de fabrication et de montage, pour favoriser l'utilisation de l'acier dans la construction des ponts.

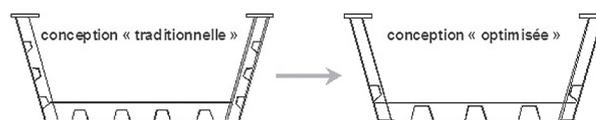


Figure 1 : exemple d'optimisation du raidissage d'un caisson

Le sujet étant très vaste, les principaux thèmes abordés ont été les suivants :

- la résistance au cisaillement des âmes raidies,
- le calcul des fonds de caisson raidis longitudinalement et uniformément comprimés,
- le lancement des charpentes métalliques de pont.

## Le cisaillement des âmes raidies longitudinalement

Une campagne expérimentale de quatre essais a été menée à l'université RWTH d'Aachen. Les figures 2 et 3 illustrent les dimensions des deux panneaux, âmes de pont à l'échelle 1/2, testés avec et sans raidisseur

longitudinal en auget. La figure 4 (cf. p. 4) compare les charges de ruine expérimentale avec le modèle de l'Eurocode 3 partie 1-5, et avec une modélisation précise par éléments finis.

Une fois le modèle numérique calé sur les essais, il a été utilisé pour réaliser une étude paramétrique. Il est à noter que l'EN1993-1-5 traite du voilement de cisaillement des âmes raidies longitudinalement, mais sans tenir compte de l'effet favorable apporté par la rigidité de torsion du raidisseur (non négligeable pour

un auget). Pour en tenir compte de manière détournée, en se basant sur le texte actuel de l'EN1993-1-5, le projet ComBri propose de ne pas diviser par 3 l'inertie de flexion du raidisseur (voir EN1993-1-5, 5.3(1)) pour calculer la contrainte critique d'une âme raidie longitudinalement par un auget. La fonction de résistance de l'EN1993-1-5, inchangée, conduit alors à une meilleure évaluation de la charge de ruine, et ce d'autant plus que les montants d'extrémités de l'âme raidie sont rigides (à vérifier par ailleurs).

Test	1a		$h_w = 1000 \text{ mm}$ $t_w = 6 \text{ mm}$ $b_f = 350 \text{ mm}$ $t_f = 20 \text{ mm}$ $a = 2500 \text{ mm}$ $\alpha = a/h_w = 2.5$
	1b		$h_w = 1000 \text{ mm}$ $t_w = 6 \text{ mm}$ $b_f = 350 \text{ mm}$ $t_f = 20 \text{ mm}$ $a = 1500 \text{ mm}$ $\alpha = a/h_w = 1.5$
	2a		$h_w = 1000 \text{ mm}$ $t_w = 6 \text{ mm}$ $t_s = 4 \text{ mm}$ $b_f = 350 \text{ mm}$ $t_f = 20 \text{ mm}$ $a = 2500 \text{ mm}$ $\alpha = a/h_w = 2.5$
	2b		$h_w = 1000 \text{ mm}$ $t_w = 6 \text{ mm}$ $t_s = 4 \text{ mm}$ $b_f = 350 \text{ mm}$ $t_f = 20 \text{ mm}$ $a = 1500 \text{ mm}$ $\alpha = a/h_w = 1.5$

Figure 2 : dimensions (en mm) des panneaux testés et cas de chargement – Source : COMBRI 2006

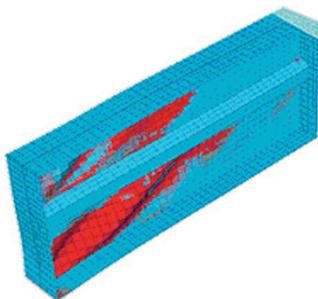


Figure 3 : voilement de cisaillement dans les panneaux testés – Source : COMBRI 2006

Charge ultime [kN]		EN1993-1-5 Section 5	Essai	Écart par rapport à l'Eurocode	Calcul Éléments Finis
Test	Description				
1a	Ame non raidie	550	727	+ 32 %	710
1b	Ame non raidie	652	790	+ 21 %	778
2a	Idem 1a avec un auget	711	1209	+ 70 %	1 298
2b	Idem 1b avec un auget	843	1250	+ 48 %	1 300

Figure 4 : comparaison des charges de ruine obtenues – Source : d'après COMBRI 2006

## Les fonds de caisson uniformément comprimés

### Approche de calcul selon l'EN1993-1-5

L'EN1993-1-5 calcule la résistance au voilement d'une plaque uniformément comprimée et raidie longitudinalement, en considérant deux modes d'apparition possible des cloques de voilement. Le voilement local (figure 5.a) se produit si les sous-panneaux sont de classe 4 et conduit à un calcul de section efficace par sous-panneaux. Le voilement global (figure 5.b) du panneau raidi efficace se traduit au travers d'une interaction entre :

- un comportement de type colonne (i.e. le flambement d'un raidisseur longitudinal isolé),
- un comportement de type plaque (i.e. le voilement du panneau raidi appuyé sur ses 4 côtés),

La figure 6 montre qu'il est nécessaire de considérer cette interaction puisque les résistances pour le comportement de type « colonne » et de type « plaque » sont très différentes (présence éventuelle d'une résistance post-critique en mode « plaque »).

L'interaction entre les deux comportements est définie par la fonction de résistance  $\rho_c$  qui dépend du ratio  $\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}}$  entre les contraintes critiques de plaque

et de colonne :

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \text{ si } 0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$$

$$\rho_c = \chi_c \text{ si } \xi \leq 0 \text{ (comportement de colonne)}$$

$$\rho_c = \rho \text{ si } \xi \geq 1 \text{ (comportement de plaque)}$$

### Études du projet COMBRI

Une étude paramétrique par éléments finis (320 géométries différentes) a été réalisée lors du projet pour étudier l'influence sur la résistance du panneau raidi en compression de :

- différentes méthodes de calcul de la contrainte critique de plaque  $\sigma_{cr,p}$  (logiciel précis ou formules approchées de l'annexe A de l'EN1993-1-5),

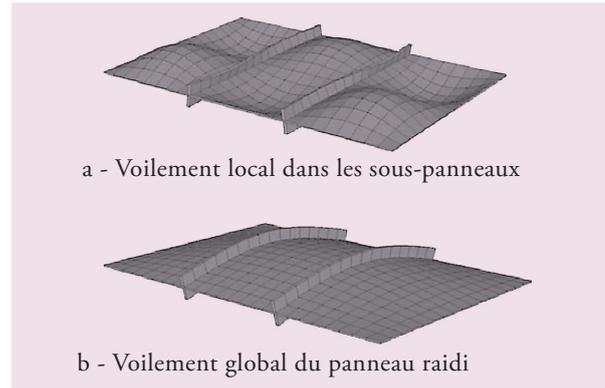


Figure 5 : voilement local ou global d'un panneau raidi uniformément comprimé – Source : COMBRI 2006

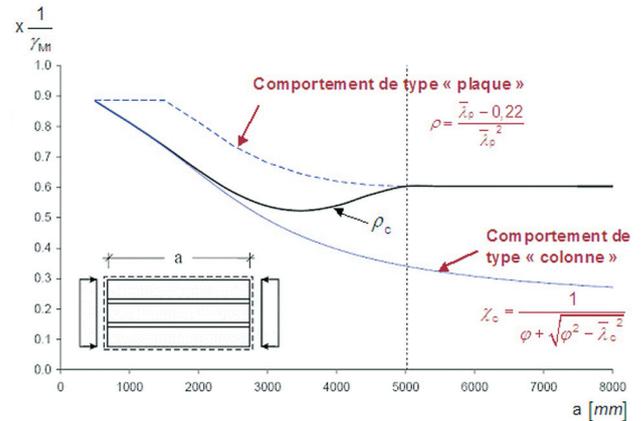


Figure 6 : interaction plaque/colonne pour le voilement global d'un panneau raidi (150 mm de large, épaisseur de 10 mm, 2 raidisseurs longitudinaux en simples plats 160 x 15 mm²)

- la rigidité relative de flexion  $\gamma_L$  du raidisseur longitudinal.

Les conclusions de cette étude sont les suivantes :

- pour les panneaux non raidis, les charges critiques peuvent être calculées par des logiciels de type EBPlate ou par les formules de l'EN 1993-1-5 ;
- par contre, pour les panneaux raidis longitudinalement, les logiciels ne pourront être utilisés que si  $\gamma_L$  est supérieur à 25 ;
- il convient d'appliquer les mêmes conditions aux limites (conditions d'articulation ou d'encastrement des bords du panneau) pour les deux calculs de type « plaque » ou « colonne ».

## Le lancement des charpentes métalliques de pont

Ce thème est le plus important du projet COMBRI. Il s'agit de traiter la résistance aux instabilités élastiques des panneaux d'une section de charpente, située provisoirement sur un appui lors d'une phase de lancement et soumise aux sollicitations de la figure 7.

Les différents aspects suivants de la question ont été traités :

- prise en compte du raidissage longitudinal d'une âme dans sa résistance sous la réaction d'appui introduite par le dispositif de lancement,
- interaction entre la réaction d'appui et l'effort tranchant,
- influence d'un éventuel mauvais positionnement transversal de l'appareil de lancement.

### Formulation de la résistance d'une âme au lancement

La section 6 de l'EN1993-1-5 traite le voilement d'une âme au lancement, qu'elle soit raidie ou non, par le format général de type  $\chi - \bar{\lambda}$  utilisée pour tous les phénomènes d'instabilités dans l'Eurocode 3, (cf. figure 8). Lors du projet COMBRI, nous avons montré que cette approche pouvait placer les poutres de pont trop largement en sécurité. Une étude paramétrique par éléments finis a alors été entreprise pour corriger le modèle de l'EN1993-1-5 et le rendre plus réaliste pour les poutres de pont, que leur âme soit raidie longitudinalement ou non.

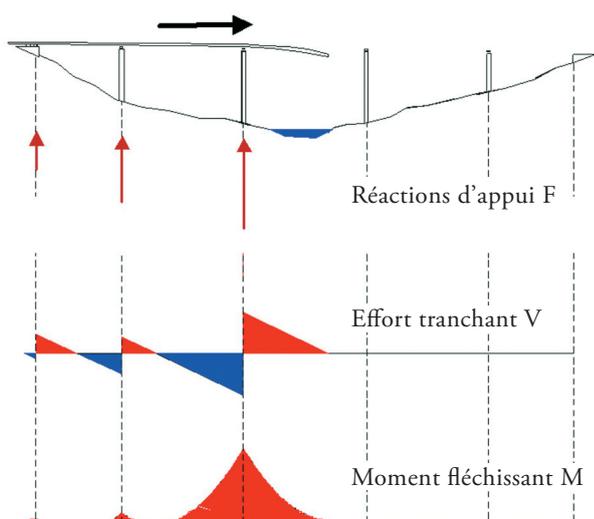


Figure 7 : situation provisoire de lancement, sollicitations associées

Rappelons les différentes étapes de la vérification proposée dans l'EN1993-1-5 (cf. figure 8), les notations sont celles de la figure 9.

<p><b>Charge critique élastique</b></p> $F_{cr} = k_F \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$ <p>avec <math>k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2</math></p> <p>Cas d'un raidisseur longitudinal</p> $k_{F,sl} = k_F + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21\right] \sqrt{\gamma_{sl}}$ <p><math>\gamma_{sl}</math> = rigidité relative de flexion du raidisseur longitudinal</p>	<p><b>Résistance plastique</b></p> $F_y = f_{yw} t_w l_y \leq f_{yw} t_w a$ <p>avec <math>l_y = s_s + 2t_f (1 + \sqrt{m_1 + m_2})</math></p> $m_1 = \frac{f_{yf} b_1}{f_{yw} t_w}$ $m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2$ <p>si <math>\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} &gt; 0,5</math></p> <p><math>m_2 = 0</math> sinon</p> <p>et <math>f_{yf}</math> = limite d'élasticité de la semelle <math>f_{yw}</math> = limite d'élasticité de l'âme</p>
$\bar{\lambda}_F = \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{F_{cr}}} \quad \chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0 \quad F_{Rd} = \chi_F \frac{F_y}{\gamma_{M1}}$ <p>avec <math>\gamma_{M1}</math> = coefficient partiel, égal à 1,1 pour les ponts</p>	

Figure 8 : rappel de l'approche de l'EN1993-1-5 pour le voilement d'une âme sous la charge transversale d'un appareil de lancement, introduite à travers la semelle

Les modifications suivantes ont été proposées dans le modèle de la figure 8 :

- suppression du coefficient  $m_2$ ,
- proposition d'une nouvelle formulation de la charge critique dans le cas des âmes raidies longitudinalement, pour tenir compte du voilement du sous-panneau d'âme directement chargé :

$$k_{F,sl,2} = \left[0,8 \cdot \frac{s_s + 2t_f}{a} + 0,6\right] \cdot \left(\frac{a}{b_1}\right)^{0,6 \cdot \frac{s_s + 2t_f}{a} + 0,5}$$

$$F_{cr,2} = k_{F,sl,2} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{b_1}$$

$$F_{cr,sl} = \min(F_{cr}; F_{cr,2})$$

- proposition d'une nouvelle forme pour la fonction de résistance :

$$\chi_F = \frac{1}{\varphi_F + \sqrt{\varphi_F^2 - \bar{\lambda}_F}} \quad \text{avec} \quad \varphi_F = \frac{1}{2} \left[1 + 0,5 \cdot (\bar{\lambda}_F - \bar{\lambda}_0) + 0,6\right]$$

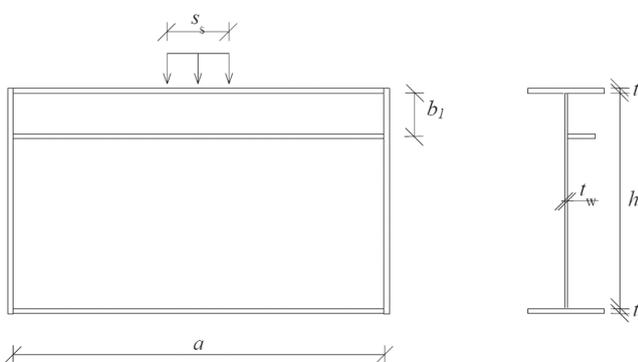


Figure 9 : dimensions et notations utilisées dans les calculs – Source : COMBRI 2006

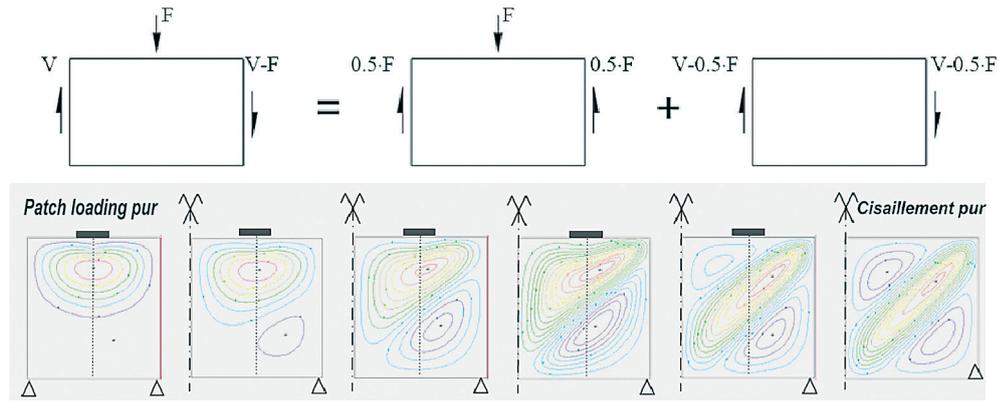


Figure 10 : évolution des cloques de voilement avec le cisaillement appliqué – Source : COMBRI 2006

### Interaction entre réaction d'appui et cisaillement

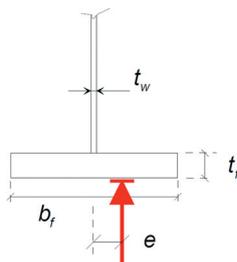
Le chargement  $F + V$  d'une âme sur appui s'écrit comme la somme d'un chargement de réaction d'appui  $F$  pure et un chargement de cisaillement pur  $V - F/2$  (cf. figure 10). Après une étude paramétrique réalisée lors du projet COMBRI, un critère d'interaction entre  $F$  et  $V$  a été proposé sur la base de cette décomposition :

$$\left( \frac{V_{Ed} - 0.5 \cdot F_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^{1.6} + \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1.0$$

### Excentricité de l'appareil de lancement

Lors du lancement d'une charpente de pont, il se peut que les galets de la chaise ou les patins en téflon ne soient pas parfaitement centrés dans le plan de l'âme. Une telle excentricité transversale diminue la valeur de la résistance de l'âme à la charge transversale. Lors du projet COMBRI, par analyse de la base de données expérimentales disponible et par modélisation éléments finis, nous avons vérifié la validité de la formule suivante qui donne le coefficient de réduction à appliquer sur la résistance sans excentricité (i.e. calculée avec la proposition ci-dessus) en fonction des deux paramètres importants du problème :

- le ratio  $t_g/t_w$  de l'épaisseur de la semelle d'introduction de la charge par rapport à l'épaisseur de l'âme susceptible de voiler,
- le ratio  $e/b_f$  qualifiant le positionnement transversal de la réaction d'appui dans la largeur de la semelle.



$$k = \frac{F_{Rd,e}}{F_{Rd,0}} = \left[ -0.45 \cdot \left( \frac{t_g}{t_w} \right)^2 + 4.45 \cdot \frac{t_g}{t_w} - 12.75 \right] \cdot \frac{e}{b_f} + \left[ 1.15 - 0.025 \cdot \frac{t_g}{t_w} \right] \leq 1.0$$

### Les outils mis à la disposition du projeteur

#### Le logiciel EB Plate

Dans toutes les études précédentes, on peut constater que les calculs de tôles raidies s'appuient sur les contraintes critiques élastiques de voilement. Ces contraintes se calculent dans les cas simples de plaques planes rectangulaires chargées dans leur plan, en utilisant des abaques (de Klöppel, par exemple) ou des formules paramétriques (formules de Höglund reprises par l'Annexe A.3 de l'EN1993-1-5, pour une plaque cisillée par exemple). Dans le cadre du projet ComBri, le CTICM a développé un outil plus général permettant le calcul de ces contraintes critiques de plaque avec un raidissage longitudinal et/ou transversal, des conditions d'appui et un chargement quelconques dans le plan de la plaque. Ce logiciel, appelé EBPlate, dispose d'une interface graphique conviviale pour la visualisation des données et des résultats. Son utilisation doit toutefois rester dans les limites énoncées dans le paragraphe « études du projet combri ». Il est par ailleurs téléchargeable gratuitement sur le site [www.steelbizfrance.com](http://www.steelbizfrance.com).

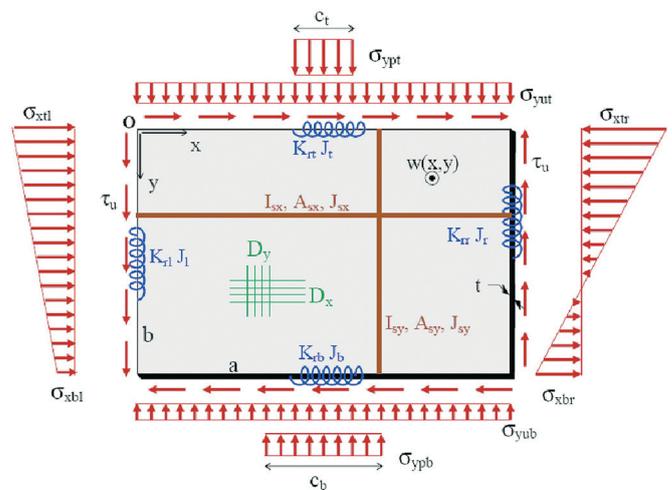


Figure 11 : domaine d'emploi du logiciel EB Plate – Source : CTICM

## Le « Manuel de Calcul » (en 2 parties)

Lors du projet de valorisation ComBri+, un « Manuel de Calcul » (ou guide) a été rédigé en deux parties à l'intention du projeteur d'ouvrages d'art. La première partie expose les calculs relatifs à deux ponts mixtes, un bi-poutre et un caisson, selon les Eurocodes (voir aussi le guide Sétra publié en Août 2007 sur le même sujet). La deuxième partie fait un état de l'art des conceptions traditionnelles des ponts mixtes acier-béton dans les différents pays des partenaires du projet. Sur la base des recherches du premier projet COMBRI, de nombreuses pistes sont données pour améliorer la compétitivité de ces structures mixtes (optimisation des coûts, des temps de construction, de la matière...). On peut en citer quelques unes ici :

- diminuer le raidissage des tôles, quitte à utiliser des épaisseurs plus importantes,
- privilégier des raidisseurs plus grands mais moins nombreux,
- profiter de l'optimisation des méthodes de calcul de la résistance au voilement en cours de lancement d'une charpente métallique, pour lancer des charges plus lourdes sur des portées plus longues (par exemple, lancement avec la cage d'armatures de la dalle, ou même avec des éléments préfabriqués de dalle, sur des portées allant jusqu'à 60 m),
- favoriser l'utilisation d'acier à haute limite d'élasticité (au-delà de la nuance S460),
- favoriser les poutres hybrides (S690 pour les semelles et S355 ou S460 pour les âmes, dans les zones d'appui par exemple) qui sont déjà largement utilisées dans d'autres pays comme la Suède.

Le lecteur intéressé trouvera dans la référence [COMBRI+ 2009] des calculs comparatifs illustrant sur les exemples de la première partie du Manuel de Calcul, l'intérêt de ces pistes d'optimisation.

## Conclusion

Allant bien au-delà de la simple application des règles de calcul de l'EN1993-1-5, le projet COMBRI a été l'occasion de réaliser un travail de fond sur cette norme particulièrement importante pour le calcul des ponts métalliques et mixtes. Une grande partie des propositions, qu'elles soient des modifications de la norme ou des ajouts, devrait d'ailleurs être reprise lors de la prochaine révision de l'EN1993-1-5 au niveau européen (prévue tous les 5 ans dans les statuts du CEN).

Enfin, le projet COMBRI est le premier projet subventionné par le RFCS dans lequel le Sétra a été impliqué. Il a donc été l'occasion pour la Division des Grands Ouvrages de se familiariser avec les procédures

administratives de ce type de contrat, d'intégrer en profondeur le milieu européen de la recherche dans le domaine de la construction métallique et mixte. D'autres projets RFCS sont d'ailleurs actuellement en cours à la DGO ■

## Références bibliographiques

Pour vous procurer le logiciel EB Plate ainsi que son guide d'utilisation (inclus dans le logiciel), vous pouvez consulter le site internet suivant : [www.steelbizfrance.com](http://www.steelbizfrance.com), rubrique « téléchargements ».

Les publications finales du projet COMBRI+ (« Manuel de Calcul » en deux parties) sont téléchargeables à l'adresse suivante sur le site du CTICM : <http://www.cticm.org/spip.php?article46>.

[COMBRI 2006] Competitive steel and composite bridges by improved steel plated structures. Final report, RFCS European Research Project RFS-CR-03-018, Brussels, 2006.

[COMBRI+ 2009] Design Manual - Part I: Application of Eurocode rules. Final report, RFCS European Research Project RFS2-CT-00-031, Brussels, 2009. (traduction française disponible)

[COMBRI+ 2009] Design Manual - Part II: Conceptual design of steel and composite bridges. Final report, RFCS European Research Project RFS2-CT-00-031, Brussels, 2009. (traduction française disponible)

[Davaine 2005] Launching of steel girder bridge – Patch loading resistance of longitudinally stiffened webs, Eurosteel conference, Maastricht, 2005.

[Galea et al. 2007] Contraintes critiques de voilement de plaques rectangulaires – Présentation du logiciel libre EB Plate, Revue Construction Métallique n°3, 2007.

[Kuhlmann et al 2007] A survey on patch loading models for bridge launching, Conférence IABSE, Weimar, septembre 2007.

[Spinassas 1991] Etude du comportement d'une poutre métallique sous l'action d'une force concentrée dans le plan de l'âme, Thèse de Doctorat, ENPC, 1992.

# La construction de l'ouvrage aval de franchissement de la Durance

La liaison Est-Ouest d'Avignon

Daniel Le Faucheur, Fernando Dias, Robert Bonnefoy

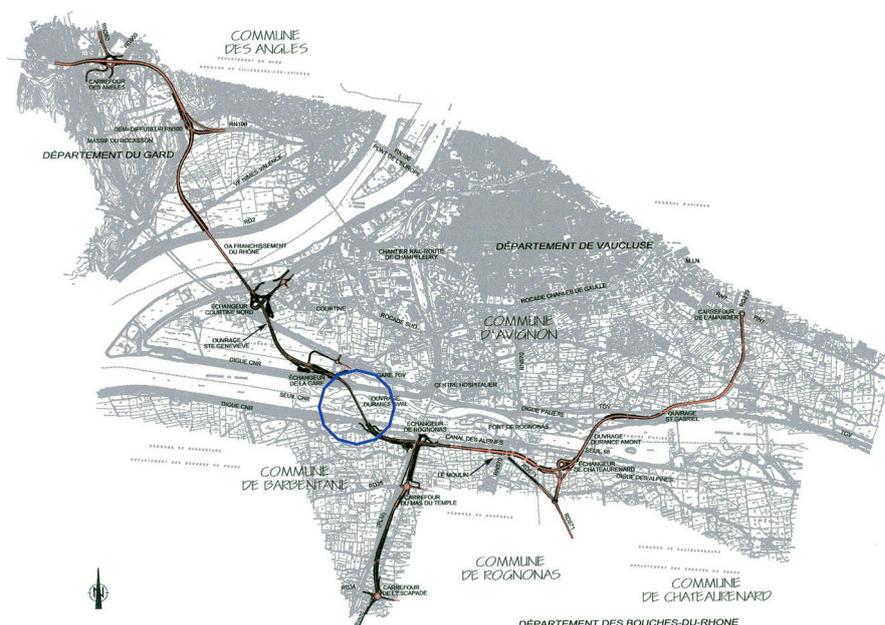


Figure 1 : plan de situation

## Introduction - Contexte général

Les travaux de l'un des premiers grands ponts dimensionnés aux Eurocodes sont achevés. L'ouvrage avec tablier à ossature mixte d'une longueur de 740 m permet le franchissement de la Durance au sud d'Avignon. Les travaux de construction ont été confiés au groupement d'entreprise Dodin Campenon Bernard / Campenon Bernard Sud-Est / Cimolaï.

Cet ouvrage s'inscrit dans le projet de la Liaison Est-Ouest d'Avignon. Compte tenu de la sensibilité du site, l'ensemble de ce projet a intégré des contraintes environnementales fortes. Les mesures écologiques

ont été mises en place au niveau du franchissement de la Durance font l'objet d'un article publié dans le bulletin « Ouvrages d'Art » du Sétra de novembre 2008 [1]. Dans le présent article, nous traiterons essentiellement des aspects techniques du projet et de la construction de cet ouvrage. Nous décrivons dans un premier temps les deux solutions proposées à l'appel d'offre : un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs et un ouvrage mixte. Nous détaillerons ensuite la conception de la solution retenue.

## Présentation générale de l'opération

### La liaison Est-Ouest d'Avignon

La liaison Est-Ouest d'Avignon (LEO) est une infrastructure de type voie rapide urbaine qui, à terme, reliera d'Est en Ouest les autoroutes A7 et A9 en passant au Sud d'Avignon. D'une longueur de 30 km, elle est située sur 3 départements, les Bouches du Rhône, le Gard et le Vaucluse, et 2 régions, Languedoc-Roussillon et Provence-Alpes-Côte-d'Azur.

Le tronçon central du projet d'environ 15 km contourne Avignon par le Sud. Il relie, d'Est en Ouest, le carrefour de l'Amandier avec la RN7, l'échangeur de Rognonas avec la RN570, la gare TGV, et, l'échangeur des Angles avec les RN100 et RN580. Ce tronçon se situe dans une zone dense, proche de la commune d'Avignon, déjà traversée par de nombreuses infrastructures routières et par les lignes ferroviaires LGV Sud-Est et Paris-Marseille (PLM). Il nécessite donc la construction de plusieurs ouvrages courants, certains ayant déjà été construits pendant la réalisation de la nouvelle ligne LGV (figure 1).

Mais la complexité de ce projet est en grande partie liée à la proximité de la confluence de Courtine entre le Rhône et la Durance, délimitant la commune d'Avignon par le Sud-Ouest. Ce projet comporte donc la réalisation de trois ouvrages non-courants permettant le franchissement du Rhône et deux franchissements de la Durance. Le tronçon central de la LEO est découpé en trois tranches fonctionnelles comportant chacune un ouvrage.

La première tranche est réalisée à deux fois deux voies et comprend le « viaduc aval » de franchissement de la Durance. Elle permet la desserte de la gare TGV et intègre la déviation de Rognonas assurant ainsi la liaison vers Arles au Sud.

### Calendrier de l'opération - des travaux

Le tronçon central de la LEO a été déclaré d'utilité publique le 17 octobre 2003.

Le projet du « viaduc aval » sur la Durance a été validé en octobre 2004. La procédure d'appel d'offres pour la construction de l'ouvrage s'est déroulée d'avril à juin 2005. Le marché a été attribué le 21 novembre 2005 au groupement Dodin Campenon Bernard / Campenon Bernard Sud-Est / Cimolai pour un montant d'environ 25 millions d'euros. La maîtrise d'œuvre est actuellement assurée par le Service

d'Ingénierie Routière de Marseille de la Direction Interdépartementale des Routes (figure 2).

Préalablement à la construction du pont, notamment pour prendre en compte des exigences relatives à la « loi sur l'eau », des travaux préparatoires ont été réalisés d'août à octobre 2004 dans le lit de la Durance (voir le paragraphe Appuis et fondations). La construction de l'ouvrage a démarré au printemps 2006.

<b>Maître d'Ouvrage</b>	Direction Régionale de l'Équipement PACA
<b>Maître d'Oeuvre</b>	Service Ingénierie Routière de Marseille, de la Direction Interdépartementale des routes
<b>Architecte</b>	Lavigne Cheron Architecture
<b>Entreprises</b>	Dodin Campenon Bernard (mandataire) / Campenon Bernard Sud-Est / Cimolai Armando Construzioni (charpente métallique)
<b>Etudes d'exécution</b>	Bureau d'études IOA
<b>Contrôle des études</b>	Sétra
<b>Montant des travaux</b>	25 000 000 € Ttc
<b>Début des travaux</b>	Mars 2006
<b>Fin des travaux</b>	Mai 2009

Figure 2 : informations générales du projet

### Le « viaduc aval » sur la Durance

La longueur de l'ouvrage de 740 m comprend la partie au-dessus de la Durance et une partie au-dessus de la rive droite.

Le franchissement de la Durance à proprement parler est rectiligne et présente un biais de 60 grades par rapport à la rivière. Avec une distance d'environ 400 m entre digues, la longueur de ce franchissement atteint 500 m (figure 3). Le profil en long de la voie au dessus de la rivière est parabolique avec un rayon de 10 000 m. Le sommet de la parabole est à une hauteur d'environ 17,00 m par rapport au fond du lit.

Le profil en travers de la voie est symétrique, en toit déversé à 2,50 %. Chaque sens de circulation comporte une bande d'arrêt d'urgence de 2,00 m, une chaussée à 2 voies de 7,00 m et une bande dérasée gauche de 0,75 m. Les chaussées sont séparées par une DBA de 0,60 m et l'ensemble est encadré par des barrières de sécurité BN4-16. La largeur du tablier est de 21,50 m (figure 8).

En rive gauche, la culée est située derrière la digue de protection. En rive droite, l'ouvrage se prolonge encore 240 m, entre la digue et la gare TGV, assurant ainsi la continuité des voies de desserte locale. En raison de la proximité de la gare TGV, le tracé en plan de l'ouvrage se poursuit par un rayon de 400 m démarrant immédiatement après le franchissement de la Durance (figure 3). Afin de permettre la mise en place de bretelles d'échange avec la gare TGV de part et d'autre de l'ouvrage, cette largeur passe progressivement de 21,50 m à 28,05 m sur une longueur de 200 m.

Sur cette partie de largeur variable, avec des bretelles dissymétriques, les axes de la voie et du tablier sont légèrement excentrés, avec un maximum de 1,40 m sur P2. Afin de simplifier la construction, la structure porteuse reste symétrique. Il en résulte une légère différence de niveau de part et d'autre de la DBA, par rapport au béton de la dalle, qui est compensée par une variation de l'épaisseur d'enrobé en partie centrale. Cette disposition est acceptable dans la mesure où elle ne concernait qu'une longueur limitée de l'ouvrage.

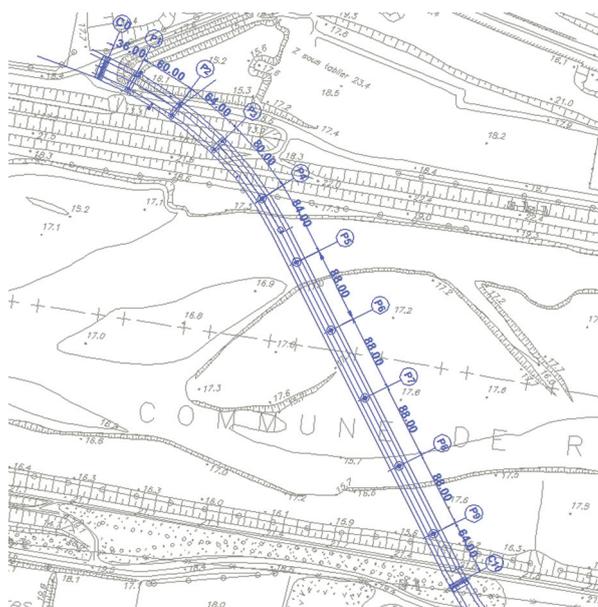


Figure 3 : vue en plan

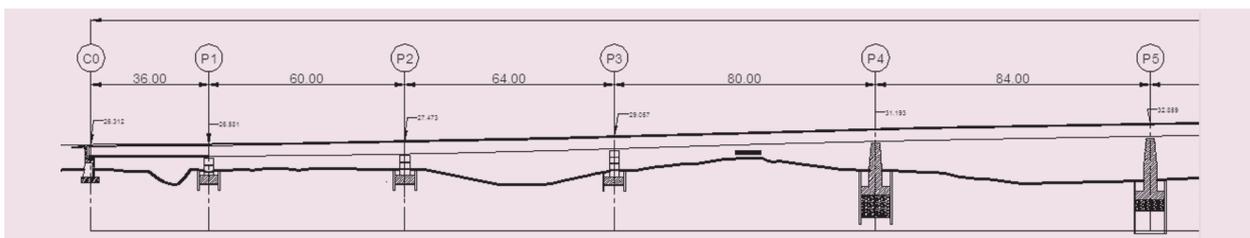


Figure 4 : coupe longitudinale de la solution mixte sur la partie courbe en rive droite

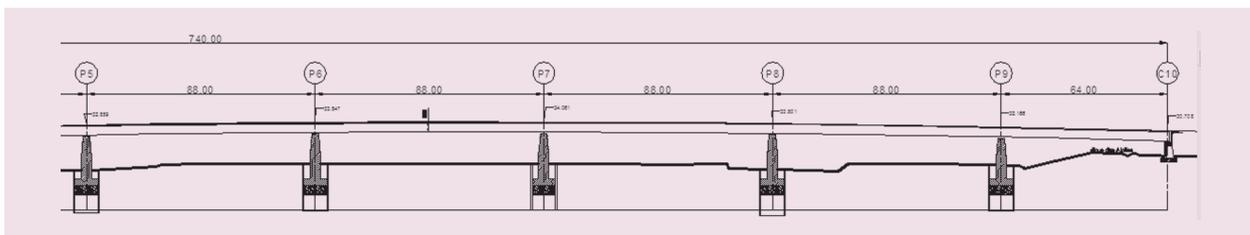


Figure 5 : coupe longitudinale de la solution mixte sur la partie droite en rivière

### Les solutions proposées à l'appel d'offres

L'appel d'offres a été lancé avec 2 solutions de base :

- un tablier bi-poutres à ossature mixte ;
- un tablier en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

### Appuis et fondations

Les contraintes hydrauliques limitent fortement la présence d'appuis situés dans le lit mineur de la Durance. Compte tenu de la grande largeur de la voie et du biais important, les deux chaussées sont portées par un tablier unique reposant sur des piles en rivière à fût unique. Ce choix permet d'éviter un ouvrage biais avec des appuis dédoublés très décalés car disposés suivant le courant. La section du fût des piles en rivière est circulaire avec un diamètre de 5 m pour la solution béton et elliptique pour la solution mixte, de dimensions 5 m x 4 m.

L'ouvrage est situé 500 m à l'amont du dernier seuil sur la Durance avant le plan d'eau de la Courtine à sa confluence avec le Rhône. Ce seuil est à la cote 16,50 NGF. Dans la zone d'implantation de l'ouvrage, le niveau du lit de la Durance variait de 13 NGF à 18 NGF avant les travaux. Afin de compenser l'impact hydraulique des piles, les îlots de la Durance furent préalablement arasés à la cote 16,50 NGF sur une très grande surface.

Le niveau des fondations des piles en rivière prend en compte la suppression du seuil, envisagée à moyen ou long terme. Il est donc prévu un abaissement général du lit de la rivière à la cote 12 NGF, niveau actuel du lit en aval du seuil. Le dessus des semelles de fondation des piles en rivière est donc situé à la cote 12 NGF.

Le sol est principalement constitué de graves jusqu'à la cote 0,00 NGF. Le projet prévoyait des fondations superficielles protégées par des enrochements. Les variantes sur pieux étaient autorisées. Pour la solution mixte, la semelle circulaire a un diamètre d'environ 9,00 m et une épaisseur de 2,50 m, et repose sur un gros béton de 3,50 m fondé à la cote 6,00 NGF. Pour se protéger des crues pendant les travaux, le marché prévoyait de réaliser les fondations à l'abri d'un batardeau circulaire arasé à 19,60 NGF, cote de la crue décennale.

Des affouillements locaux jusqu'à la cote + 7 NGF sont à envisager autour des appuis en rivière. Pour se prémunir de ces affouillements, des enrochements sont disposés en périphérie des batardeaux recépés au-dessus de la semelle. Un terrassement de l'ordre de 6,00 m est donc nécessaire pour placer les enrochements autour de la semelle sans dépasser sa cote supérieure fixée à 12 NGF. C'est une contrainte forte, liée à la future suppression du seuil que la maîtrise d'ouvrage a souhaité anticiper.



Photo 1 : crue de la Durance en juin 2008 - niveau de l'eau à 18,00 NGF - Source : Fernando Dias (Sétra)

En rive droite, des piles à fût unique ne sont pas adaptées à la variation de largeur du tablier. Par ailleurs, en l'absence de contraintes hydrauliques en rive, il n'est plus nécessaire d'avoir un fût unique. Ces appuis sont donc constitués de deux fûts circulaires d'environ 3 m de diamètre, que l'on peut écarter librement en fonction de l'élargissement. La digue constituant une séparation visuelle entre la rive et la rivière, il n'est pas indispensable d'assurer une cohérence visuelle entre ces deux zones. Les deux fûts de chaque appui reposent sur une semelle unique. Les semelles sont réalisées à l'abri d'un batardeau rectangulaire et fondées sur un béton de propreté situé juste au-dessus de la nappe phréatique (14 NGF).

Les culées à mur de front sont fondées superficiellement sur un massif de substitution d'épaisseur variable. Chaque culée comporte un local permettant l'accès au sommier depuis la rive, avec un accès de 0,80 x 2,00 m dans le mur de front, et un passage de 0,80 m de diamètre à travers le sommier. Des murs en aile sont disposés à 45 degrés pour permettre le rétablissement des voies de desserte locale, qui sont biaisées par rapport à l'ouvrage. Les murs en ailes sont indépendants de la culée et une engravure est aménagée, entre la culée et le mur, pour éviter tout problème visuel lié à un décalage horizontal éventuel dû à un faux aplomb (figure 6).

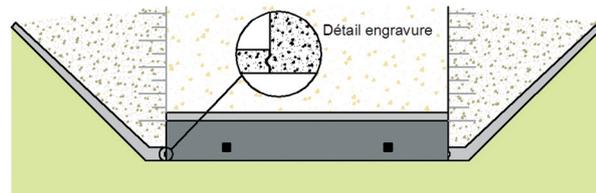


Figure 6 : vue en plan d'une culée avec ses murs

### Solution en béton précontraint

L'ouvrage avec tablier en béton précontraint comprend 9 travées de portées 36, 60, 68, 73, 91, 3 x 115 et 67 m, avec 5 piles dans le lit mineur de la Durance. Le tablier est constitué d'un mono-caisson.

La partie droite au-dessus de la rivière est construite par encorbellements successifs. La hauteur du tablier varie de 3,40 m à 6,40 m sur les 4 grands fléaux d'environ 115 m.

Le caisson comporte 2 âmes de 60 cm d'épaisseur, inclinées à 15 %. L'épaisseur du hourdis inférieur varie longitudinalement de 24 cm à la clé, à 70 cm sur appui. L'épaisseur du hourdis supérieur est de 23 cm au bord du tablier, 58 cm de part et d'autre des âmes, et 30 cm à l'axe du tablier. Le hourdis supérieur est précontraint transversalement au moyen de 4 torons T15S par mètre.

En rive droite, dans la partie courbe de largeur variable, la hauteur est constante égale à 3,40 m et le tablier est prévu construit sur cintre. Dans la partie de largeur variable, la portée des encorbellements est conservée, la

largeur du caisson s'accroît progressivement de 10,30 m à 16,85 m. Une âme centrale est ajoutée entre la culée et le début de la travée 4 et les âmes sont épaissies sur appuis, compte tenu des efforts à reprendre. L'âme centrale est progressivement supprimée dans la travée 4, d'abord la partie d'épaisseur constante, puis les goussets.

La variation de largeur complique la réalisation de l'ouvrage. Elle conduit à prévoir deux procédés de construction différents. Lors de l'appel d'offres, aucune réponse n'a concerné cette solution qui semblait mieux s'insérer dans le site. Nous ne présenterons donc pas cette structure dans le détail. Nous précisons simplement que dans la partie courbe, du fait de la disparition des câbles de fléau, il faut augmenter le nombre de câbles extérieurs. On peut assez facilement les disposer dans quatre zones : de part et d'autre de l'âme centrale et contre les âmes latérales. Cette solution n'ayant pas été retenue, la répartition transversale des câbles et des épaisseurs des âmes n'a pas été contrôlée.



Figure 7 : photomontage de la solution béton – source : Lavigne Cheron Architecture

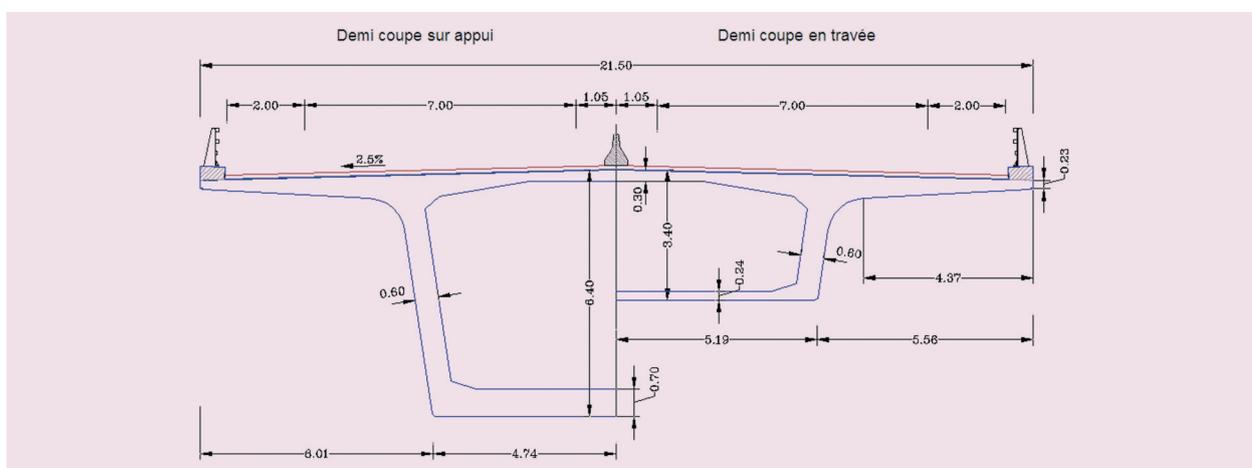


Figure 8 : coupe transversale de la solution en béton précontraint

**Solution mixte**

L'ouvrage avec tablier bi-poutre à ossature mixte comprend 10 travées dont les portées sont depuis C0 à C10 : 36, 60, 64, 80, 84, 4 x 88, 64 m, soit 6 piles dans le lit mineur de la Durance. Les poutres métalliques ont une hauteur constante de 3,50 m (figure 10). En travée de rive côté C0 (rive droite), la hauteur croît linéairement de 3,00 à 3,50 m afin de dégager un gabarit suffisant pour le trafic local.

La grande largeur du tablier et l'importance des travées conduisent à un tablier à pièce de pont. La dalle d'un bi-poutre à entretoises serait beaucoup trop lourde. Les conditions hydrauliques imposent des appuis en rivière à fût unique avec un chevêtre supportant les deux poutres du tablier, de type pile « marteau ». Afin d'éviter des appuis trop massifs, l'écartement des poutres est limité à 12,00 m dans la partie de largeur constante. Ceci conduit à de larges encorbellements de 4,75 m supportés par des consoles métalliques de 4,65 m de hauteur variable. Dans la partie courbe et de largeur variable, la largeur des encorbellements reste constante. Les poutres principales s'écartent

depuis le milieu de la travée 4 jusqu'à la culée C0 où l'espacement atteint 18,55 m.

Avec de larges encorbellements, les poutres principales sont très nettement en retrait par rapport au bord du tablier, ce qui a tendance à affiner la silhouette de l'ouvrage. Un léger débord des encorbellements de 0,10 m par rapport à la console est prévu pour assurer la continuité de la goutte d'eau sous la dalle et permettre le passage de réseaux.

La courbure et surtout la largeur variable en rive droite ne pénalisent pas trop cette solution. Il suffit en effet d'écartier les poutres principales et les fûts des appuis pour s'adapter. La partie rectiligne est lancée à partir de la rive gauche. La partie courbe doit être lancée à partir de la rive droite ou posée à la grue. Dans l'hypothèse d'un lançage des 2 côtés, des dispositions sont nécessaires pour raccorder les poutres suivant leur tangente commune (vérinages sur les piles voisines, une palée provisoire au milieu de la travée 5...). La largeur variable complique aussi le coffrage de la partie située entre les poutres.



Figure 9 : photomontage de la solution mixte – Source : Lavigne Cheron Architecture

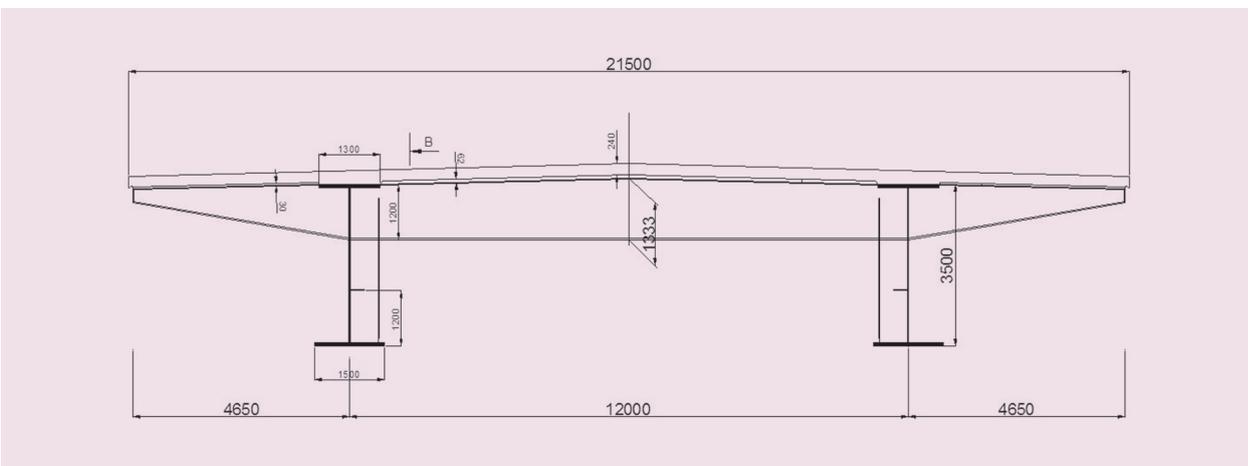


Figure 10 : coupe transversale de la solution mixte

### Conception parasismique

Du fait de la faible sismicité du site (zone IA du décret n°91-461 du 14 mai 1991) les dispositions retenues sont réduites malgré la grande longueur de l'ouvrage. Dans la zone centrale, un nombre maximum de piles (P4 à P8 pour la solution mixte, P4 à P7 pour la solution béton) sont équipées d'appareils d'appui en élastomère fretté et de butées limitant les déplacements. Sur les autres appuis, compte tenu des variations de longueur du tablier, il est nécessaire de placer des appareils d'appui glissants longitudinalement.

Pour la solution béton, la grande largeur du caisson permettait de disposer les 6 appareils d'appui en élastomère fretté 1 100 x 1 000 mm sur une seule file. Pour la solution mixte, la faible largeur de la semelle des poutres principales (1,50 m) a conduit à placer 2 appareils d'appui de 1000 x 700 mm sous les semelles des poutres principales dans le sens longitudinal.

Des appuis à pot multidirectionnels sont disposés sur les autres appuis. Les culées sont équipées de butées transversales munies d'appareils d'appui glissants avec un faible jeu (< 1 cm).

Sur les piles P1, P2 et P3 avec fûts dédoublés, aucun blocage transversal n'est réalisé, ce qui conduit à une longueur libre d'environ 240 m entre C0 et P4 et des efforts transversaux plus importants sur ces deux appuis.

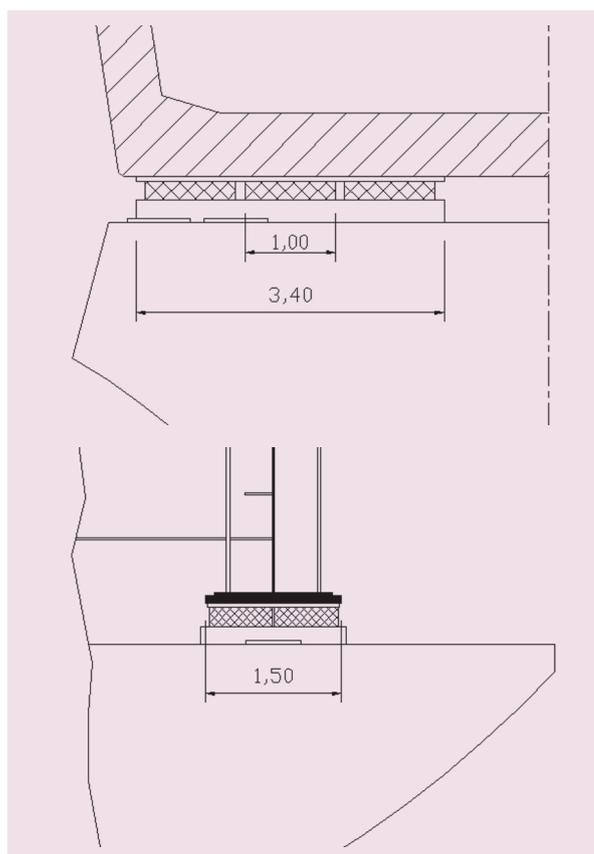


Figure 11 : disposition des appareils d'appui en élastomère de la solution en béton et mixte

## Solution mixte - Conception et exécution

### Fondations

Les fondations sont dimensionnées de façon « traditionnelle » en utilisant les prescriptions du fascicule 62 titre V du CCTG. Les Eurocodes 7 et 8 n'étaient pas opérationnels lors de l'appel d'offre. En revanche, les descentes de charges sont calculées à partir des Eurocodes 0 et 1.

Les semelles circulaires des appuis en rivière d'une épaisseur de 2,50 m sont exécutées à l'intérieur d'un batardeau circulaire d'environ 9,50 m de diamètre. Les palplanches de type L4S sont descendues jusqu'au toit des marnes à une cote d'environ 0,00 NGF, afin d'améliorer l'étanchéité du batardeau et réduire les venues d'eau.

Afin d'assurer la continuité du chantier en cas de montée des eaux, le projet prévoyait la mise en œuvre d'un bouchon de 3,50 m fondé à la cote 6,00 NGF. En cas de crue plus importante jusqu'au niveau du batardeau à 19,60 NGF, cote de la crue décennale,

l'épaisseur de gros béton prévue était insuffisante pour équilibrer les sous-pressions. Par ailleurs, dans le but d'éviter tout tassement ultérieur, le CCTP n'autorisait pas la prise en compte des frottements entre le gros béton et les palplanches pour équilibrer la poussée d'Archimède. Des pompages devenaient nécessaires pour limiter les sous-pressions pendant la réalisation des semelles des piles en rivière. Après bétonnage de la semelle, l'ensemble bouchon + semelle permettait d'équilibrer les sous-pressions.

L'entreprise n'a pas souhaité réaliser ces pompages. Elle a estimé que l'accès aux appuis par la piste devenait trop dangereux lorsque le niveau de la Durance atteignait la cote 16,50 NGF, et, qu'il était alors préférable de replier le matériel et d'interrompre la construction des appuis. L'entreprise a donc proposé d'augmenter d'un mètre l'épaisseur du gros béton, en le fondant à la cote de 5,00 NGF, et a pris le risque de devoir inonder le batardeau si le niveau de l'eau dépassait cette cote. Fort heureusement, cette éventualité ne s'est pas présentée.

Le nombre de batardeaux présents simultanément dans le lit de la Durance était limité à 3 en période

d'étiage (de mai à septembre), et à 2 en dehors de cette période. Afin de respecter cette contrainte sans ralentir leur exécution, l'entreprise a commencé le recépage des premiers batardeaux au niveau du sol avant la fin de la réalisation des fûts.

Aucune entreprise n'a proposé de variante en fondation profonde. Ce résultat ne nous a pas surpris dans la mesure où, pour les piles en rivière, l'ajout de pieux ne permet ni de réduire significativement les dimensions de la semelle du fait de la distance entre pieux, ni de rehausser le niveau de la semelle, la cote supérieure étant imposée par des conditions hydrauliques à 12,00 NGF.

Pour les piles en rivière, une seule entreprise a proposé de remplacer les batardeaux circulaires par des batardeaux rectangulaires.

Le batardeau circulaire présente quelques inconvénients :

- nécessité de cintrer une palplanche sur 2, compte tenu du faible rayon ;
- ferrailage de la semelle un peu plus complexe avec des barres de longueur différente.

Mais il présente également de nombreux avantages :

- meilleur comportement hydraulique, notamment du fait du biais dans le cas présent ;
- flexions dans la semelle plus réduites ;
- absence des butons qui gênent le terrassement et la réalisation des appuis ;
- les cerces restent de petite taille ;
- l'effet de voûte dans le terrain réduit les efforts et apporte une plus grande sécurité.

En fin d'excavation du batardeau de la pile P8, la pelle mécanique a cassé une cerce. Le batardeau s'est légèrement déformé, mais a résisté, contrairement à ce que pouvaient montrer les calculs. Par ailleurs les palplanches n'étaient pas pointées par paire sur toute leur longueur (le soudage des palplanches par paire permet d'augmenter fortement l'inertie du rideau). On peut donc supposer que l'effet voûte du batardeau, non pris en compte dans le dimensionnement, a empêché l'effondrement du batardeau. Avec un batardeau rectangulaire qui aurait probablement eu un seul niveau de butonnage, un tel incident aurait pu conduire à l'effondrement du batardeau.

Lors de la réalisation des fouilles des culées par talutage, les volumes de terrains à substituer se sont avérés plus importants que prévu. Il était possible d'abaisser les cotes des fondations des culées, tout en restant au-dessus de la nappe. Cependant une hauteur un peu plus importante du massif de substitution en gros béton a permis d'atteindre le bon sol, sans reprendre



Photo 2 : fondation de la culée C0 sur gros béton – Source : Fernando Dias (Sétra)

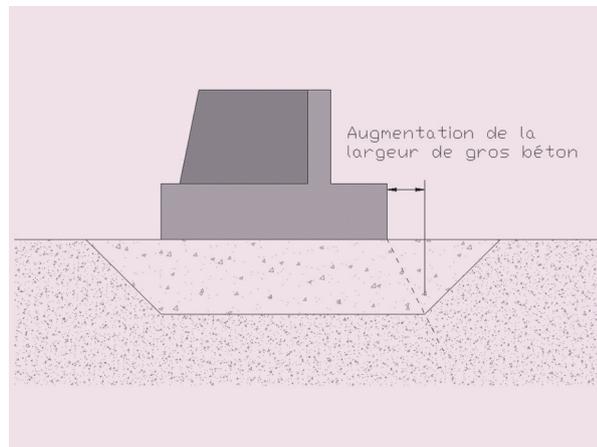


Figure 12 : fondation de la culée sur gros béton

les calculs, donc sans conséquences financières importantes. Pour la culée C0, une partie du gros béton d'épaisseur variable se trouvait sous le niveau de la nappe. Il a été coulé à l'avancement immédiatement après le creusement. Le béton frais était déversé sur la partie hors d'eau et la progression du talus chassait l'eau en évitant que le béton soit délavé.

La substitution du sol par un gros béton de meilleures caractéristiques améliore la stabilité de la culée. Vis-à-vis du glissement, notamment sous les actions sismiques, la rugosité de l'interface gros béton / semelle donne un coefficient de frottement plus élevé que celui du sol de fondation. Vis-à-vis de la vérification des contraintes au niveau de fondation, la stabilité est améliorée à condition d'accroître la largeur du gros béton vers l'avant (figure 12).

Cette solution de fondation sur un massif de gros béton a facilité l'adaptation du projet à la réalité du sol en place, constatée lors de l'exécution des fouilles.

## Appuis

Comme dans la plupart des cas, les sections béton de la plupart des éléments des appuis sont surabondantes vis-à-vis des efforts appliqués. Les dimensions des appuis sont souvent liées à des considérations architecturales, géométriques ou à l'application de règles de bonne construction. Les piles doivent être bien proportionnées. Les fûts de pile courts sont souvent pleins pour faciliter l'exécution (Lors du coulage, cela conduit à une grande élévation de la température du béton dans des zones humides). La surface des chevêtres doit permettre une implantation convenable des appareils d'appui et des vérins. Même si les vérifications réglementaires sont assurées, il convient tout de même d'éviter des éléments trop fins, trop souples, difficiles à ferrailer.

Les règles de construction du « Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts » [2] imposent un pourcentage géométrique minimal des armatures longitudinales. Les dispositions citées ci-dessus peuvent conduire à des pièces massives pour lesquelles les sections d'armatures imposées sont très importantes. Les sections de béton armé sont alors doublement surabondantes, vis-à-vis du béton et vis-à-vis des armatures. Afin d'éviter une surconsommation d'aciers passifs, il convient donc de limiter les sections de béton et de prévoir des épaisseurs de béton « équilibrées » au niveau du projet.

Pour les fûts de piles et les voiles des culées, le pourcentage minimum d'armatures Fe500 requis est de 0,28 % sur chaque face tendue, et 0,50 % pour la section totale. Pour les semelles superficielles, il est de 0,28 % sur la face tendue et 0,14 % sur la face comprimée. Cette règle n'est pas en accord avec les résultats donnés par la méthode des bielles qui conduit à des sections d'acier moins importantes lorsqu'on augmente l'épaisseur des semelles.

Les règles de l'Eurocode 8 permettront un meilleur dimensionnement du ferrailage, en évitant les surconsommations d'aciers pour les pièces massives.

Pour les culées, les semelles d'épaisseur 1,50 m ont une surface de 21,30 x 7,50 m sur C10, et 27,85 x 6,00 m sur C0. Pour C10, le mur de front de 60 cm d'épaisseur est raidi par 4 voiles de même épaisseur, situés sous les poutres du tablier et sur les parties latérales, ainsi que par les murs d'un local d'accès central de 2 x 2 m. Pour C0, de largeur plus importante, un voile supplémentaire a été ajouté dans la partie centrale entre les poutres. Ces épaisseurs prévues au projet ont été respectées. Avec le recul, on estime qu'elles auraient pu être limitées à 1,00 m pour les semelles, et 0,50 m pour les voiles et le mur de front.

L'épaisseur de la semelle de 2,50 m des piles P1, P2 et P3 peut paraître surabondante. Mais deux fûts de chaque appui reposent sur une semelle unique de 6 m



Photo 3 : piles en rivière – Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 4 : semelle et voiles de la culée C10 – Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 5 : piles en rive droite – Source : Fernando Dias (Sétra)

de largeur et de grande longueur, 19,13 m pour P3 et 23,11 m pour P1. Une certaine rigidité nous semblait donc souhaitable.

Avec de fortes épaisseurs et une forme circulaire, les semelles des piles en rivière P4 à P9 nécessitaient un ferrailage important dans les 2 directions en partie inférieure. Ce ferrailage est dimensionné par les règles du guide AFPS 92. Des barres d'aciers de diamètre 32 mm sont disposées sur 2 nappes dans chaque direction. Des cadres verticaux sont nécessaires pour reprendre le cisaillement à l'extérieur du fût.

Par ailleurs, les dispositions constructives de l'Eurocode 2 sont assez contraignantes. Selon l'article 8.7.2 de l'EN1992-1-1, il convient de ne pas

disposer de recouvrements dans les zones fortement sollicitées (alinéa 2), et de limiter la proportion des recouvrements dans une même section à 50 % pour les barres disposées sur plusieurs nappes. (alinéa 4). Par ailleurs l'article 8.7.4 (alinéa 3) impose, dans les zones de recouvrements des barres de gros diamètre ( $\geq 20$  mm), la mise en place d'un ferrailage perpendiculaire entre ces barres et le parement.

L'idéal est bien sûr d'avoir des armatures sans recouvrement pour le ferrailage inférieur de la semelle. Mais avec une forme circulaire du batardeau, les barres ne peuvent être enfilées latéralement à l'intérieur des cadres verticaux sans être coupées. Il devient pratiquement impossible de mettre en place plusieurs nappes d'aciers superposées sans recouvrements à l'intérieur de cadres verticaux. Pour éviter les recouvrements, on peut envisager de ne plus fermer en partie haute les cadres situés à la périphérie du fût. Une solution simple peut consister à prévoir des cadres dont le U inférieur enveloppe correctement les barres inférieures et dont les deux branches hautes ne sont pas fermées, mais simplement repliées pour permettre la descente des barres. En partie haute, la fermeture peut aussi être réalisée au moyen de U, à condition d'assurer la sécurité pendant la pose. Cette solution est préférable à celle des chaises ou des épingles.

Pour les fûts de pile en rivière, afin de laisser libre le choix entre une pile pleine ou creuse, la partie centrale a été considérée au projet comme un remplissage non ferrailé ne participant pas au calcul. L'entreprise a opté pour une pile pleine. Le ferrailage minimum longitudinal a été calculé selon les règles du guide AFPS 92 en ne prenant en compte que la partie périphérique du fût sur 80 cm d'épaisseur. Les armatures longitudinales sont donc disposées comme dans une pile creuse (photo 6). Cette considération a permis d'éviter une augmentation non justifiée de la quantité d'acier dans les fûts. Compte tenu des volumes importants des fûts de pile, un procédé de maturométrie a été mis en place pour contrôler la température au cœur du béton ( $T < 65$  °C) et les gradients de température entre le cœur et la peau du béton. Une pile creuse permet de diminuer les phénomènes d'exothermie pendant la prise du béton et de réduire les risques de réaction différée de gonflement (réaction sulfatique interne).

Dans un souci d'économie des ressources naturelles, une solution avec pile creuse permet en outre de réduire l'écobilan de la construction de l'ouvrage. Mais pendant la durée de vie de l'ouvrage, une telle solution présenterait ici l'inconvénient d'avoir un parement intérieur non visitable, avec le risque d'apparition de désordres non visibles.

En zone sismique, les recouvrements n'étant pas autorisés à la base des fûts de pile, les aciers longitudinaux en attente sont assez longs (photo 6).

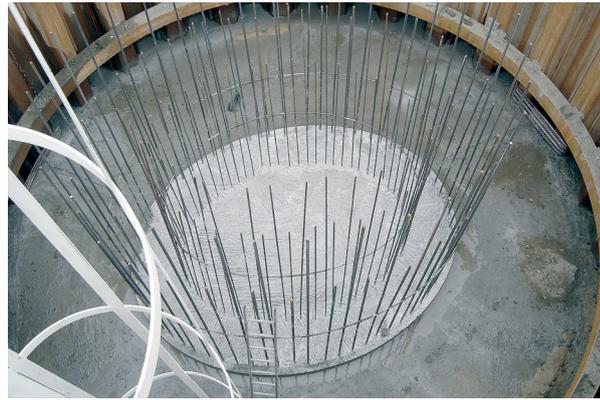


Photo 6 : ferrailage longitudinal d'un fût de pile en rivière  
Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 7 : précontrainte du chevêtre d'une pile en rivière  
Source : Fernando Dias (Sétra)

Par ailleurs, ils doivent être bien imbriqués dans le ferrailage de la semelle. Ces aciers longitudinaux sont en forme de L. Ils reposent sur les nappes inférieures de la semelle et traversent ses aciers supérieurs.

Le chevêtre des piles P4 à P9 est précontraint pour éviter les tractions sous combinaison ELs fréquent. Compte tenu de la forme des chevêtres, le tracé des câbles est courbe. Le choix de disposer un nombre pair de câbles (2 nappes de 4 câbles 19T15S) a rendu cette précontrainte légèrement surabondante. La précontrainte n'est donc pas disposée à l'excentrement maximum. En partie haute, l'axe des câbles est à 30 cm ou 55 cm du parement. Il convient d'ailleurs de prévoir un espace suffisant en fibre supérieure pour disposer les aciers passifs. Dans le cas présent ce ferrailage était limité à deux nappes d'aciers HA25. Le ferrailage passif est relativement faible pour une pièce de cette importance (largeur supérieure de 2,50 m). Du fait de leur excentrement modéré, les câbles ont pu être tendus en une seule fois sur la pile non chargée (avant le lancement de la charpente), sans dépasser la limite de traction du béton en partie inférieure du chevêtre. Une nappe de barres HA25 a été ajoutée en fibre inférieure pour maîtriser la fissuration, mais aucune fissure n'a été observée à la mise en tension.

### Appareils d'appui - dispositions vis-à-vis du séisme

L'action sismique restant modérée, les dispositifs onéreux de type amortisseurs ont été écartés. On a recherché à répartir les efforts dus au séisme sur un nombre maximum d'appareils d'appuis fixes en élastomère fretté, en partie centrale de l'ouvrage. Avec d'importantes variations de longueur du tablier dues aux actions thermiques, l'utilisation de ce type d'appareils d'appuis a été limitée aux piles P4 à P8, soit sur environ la moitié de la longueur de l'ouvrage (350 m). Chaque pile est équipée de 4 appareils d'appuis en élastomère fretté de dimension 700 x 1 000 mm et d'épaisseur 10 x (16+4) mm. Deux appareils d'appuis sont placés côte à côte sous chaque poutre métallique. Du fait de la largeur de la semelle de 1,50 m, les appareils d'appui sont disposés dans un sens défavorable vis-à-vis de la rotation d'axe transversal (grand côté placé longitudinalement). Les appareils d'appui sont espacés d'environ 1 cm afin de ne pas gêner la distorsion.

Sur les chevêtres de ces piles, des butées fin de course sont ajoutées de part et d'autre d'une butée métallique boulonnée sous l'entretoise du tablier. Ces butées limitent les déplacements transversaux à 15 cm de part et d'autre de l'axe. La distorsion des appareils d'appui en élastomère fretté reste ainsi inférieure à 1,00. En cas de séisme important, les butées peuvent être mobilisées sans endommagement des appareils d'appui.

Des appuis à pot multidirectionnels sont disposés sur les autres appuis, P1 à P3 et P9, et sur les culées. Les déplacements transversaux sont bloqués uniquement au droit des culées au moyen de butées transversales sans jeu (< 1 cm). Les culées très massives reprennent sans difficulté ces efforts transversaux.

En rive droite, la partie courbe du tablier est libre de déplacement transversal de P1 à P3. Elle n'est bloquée que sur C0 et P4, soit une portée de 240 m vis-à-vis des efforts latéraux. Pour le tablier, compte tenu de sa grande rigidité d'axe verticale, la résistance vis-à-vis des efforts transversaux ne pose pas de problèmes. Pour la pile P4 et ses appareils d'appui, les efforts et les déplacements transversaux sont plus importants que pour les appuis P5 à P8, mais ils restent acceptables.

Les efforts longitudinaux sont donc répartis sur les cinq appuis P4 à P8. Afin de limiter des déplacements longitudinaux trop importants qui endommageraient les appareils d'appui et/ou les joints de chaussée, et de maintenir l'ouvrage sur ses appuis, des butées longitudinales sont fixées sur les chevêtres des culées C0 et C10, au droit des poutres métalliques équipées d'une tôle épaisse de répartition. En cas de séisme avec une composante longitudinale élevée, les poutres du tablier viennent au contact des deux butées de l'une des culées qui transmettent les efforts au sommet. La culée transmet ensuite ces efforts au sol de fondation et



Photo 8 : appareils d'appui en élastomère fretté sur la pile la pile P4  
Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 9 : butées transversales sur la culée C10  
Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 10 : butées longitudinales sur C0 - Source : Fernando Dias (Sétra)

au remblai. Cette disposition assure ainsi une grande sécurité vis-à-vis des séismes causant des déplacements longitudinaux importants.

## Charpente métallique

### Poutres

La distance entre les poutres principales est de 12,00 m dans la partie rectiligne. Dans la partie courbe, leur écartement s'accroît pour atteindre 18,55 m sur la culée C0. Les poutres ont une hauteur de 3,50 m pour une portée de 88 m, soit un élancement de 1/25. La hauteur des poutres est donc relativement faible dans les grandes travées pour un ouvrage de cette largeur. Le projet prévoyait de l'acier S460 sur une longueur atteignant au maximum 33 m autour des zones sur piles (sauf P1) alors que le reste de la structure est en acier S355. La largeur de la semelle inférieure est de 1,50 m dans les grandes travées, soit un rapport largeur/hauteur de 0,43. Son épaisseur varie de 50 mm à 125 mm (une tôle de 80 mm et une tôle additionnelle de 45 mm). Le projet prévoyait une largeur de semelle supérieure constante de 1,30 m, mais l'entreprise a souhaité l'élargir à 1,50 m dans les zones sur appui. Dans les grandes travées, son épaisseur varie de 35 mm à 110 mm (une tôle de 70 mm et une tôle additionnelle de 40 mm). L'épaisseur de l'âme varie de 20 mm en travée à 25 mm sur appui. Dans les zones sur appui, sur environ 70 % de la longueur, et dans la partie courbe, l'âme est rigidifiée au moyen d'un raidisseur horizontal de même épaisseur et de largeur égale à 11 fois cette épaisseur (20 x 215, 22 x 235, 25 x 265) situé au tiers inférieur de la hauteur. Avec une âme en acier S460 dans les zones sur appui, le raidissage de l'âme devient plus intéressant qu'un épaissement de l'âme. Dans les zones sur piles le projet prévoyait des tôles d'épaisseur maximale 80 mm, avec une tôle additionnelle de 45 mm sur une longueur de 12 m. Lors de l'exécution, du fait de la publication de la nouvelle norme EN 1993-1-10, l'emploi de tôles de 120 mm est devenu possible. L'entreprise a cependant souhaité conserver la disposition du projet.

Dans la partie courbe, la portée de la poutre extérieure est plus importante que celle de poutre intérieure avec des hauteurs identiques (section symétrique). Dans la plupart des cas, la poutre extérieure est donc plus sollicitée. Ce supplément d'effort a conduit à augmenter de 5 mm les épaisseurs des semelles de la poutre extérieure dans les zones sur les appuis P1, P3 et P4.

### Pièces de pont

Les pièces de pont sont symétriques et espacées de 4,00 m dans l'axe de l'ouvrage. Leur hauteur est de 1,20 m au droit des poutres, soit le quart de la portée de l'encorbellement. Entre les poutres, la section de la semelle inférieure est de 500 x 25 mm, celle de la semelle supérieure est de 300 x 20 mm. L'épaisseur de l'âme est de 12 mm en partie courante. Pour les pièces de pont de longueur variable, dans la zone où les poutres principales s'écartent, l'épaisseur de l'âme est de 15 mm au droit du montant et dans les



Photo 11 : pièces de pont et consoles – Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 12 : plat en bout de console – Source : Fernando Dias (Sétra)

suppléments de largeur dus à l'écartement des poutres. La section des consoles est variable. Leur hauteur varie de 1,20 m à 0,30 m à l'about et la largeur de la semelle inférieure de 500 à 300 mm. L'épaisseur de l'âme est de 12 mm et celle de la semelle inférieure de 25 mm. La section de la semelle supérieure est constante : 300 x 20 mm. L'about des consoles est fermé par un plat de dimension 300 x 300 mm et d'épaisseur 12 mm (photo 12). Ce carré a un double rôle : contribuer à diminuer le risque de déversement de la semelle inférieure et permettre la fixation du rail provisoire pour le déplacement du coffrage. Tous les montants verticaux sont des T. Cette disposition s'est avérée nécessaire pour assurer la tenue au vent pendant le lancement, les montants pouvant rester sur les appuis pendant la construction. Enfin des arrondis de rayon 0,25 m assurent un raccordement progressif entre les semelles supérieures des pièces de pont et des poutres principales.

Sur appui, un second montant vertical plus puissant est ajouté du côté extérieur. La hauteur de la pièce de pont est portée à 2,80 m avec l'ajout d'une partie inférieure en T. Les vérinages sont effectués sous les poutres principales, sous des montants situés de part et d'autre de l'appui. En phase travaux, un premier vérinage sous les pièces de pont sur appuis a permis de retirer les chaises à galets.

### Lancement de la charpente

La partie droite de la charpente métallique a été lancée depuis la rive gauche. Sur la partie courbe, les différents éléments de la charpente ont été posés à la grue.

La butée sismique solidaire de la charpente métallique, se déplaçant entre les deux butées fin de course ancrées sur le chevêtre des piles, est fixée au milieu de la pièce de pont sur appui. Elle est boulonnée sur les piles P4 à P8, et soudée sur les culées car les efforts sont plus importants. Sur les culées, les pièces de pont et consoles sont renforcées et transformées en caisson en partie haute. Cela permet de réduire la souplesse des consoles (effets dynamiques) et donc les efforts dans le premier panneau de la dalle béton. La plus grande rigidité d'axe vertical permet aussi une meilleure diffusion des efforts à l'about et un supplément de place pour disposer les connecteurs.

### Conclusion

La construction de l'ouvrage s'est globalement bien déroulée, notamment lors de l'exécution des fondations des piles en rivière. La construction d'appui

dans une rivière comme la Durance est toujours une opération délicate. Quelques crues de faible intensité ont quelque peu perturbé le chantier, mais il n'y a pas eu d'inondation de batardeaux et les piles en rivière sont « tranquillement » sorties de terre.

On peut aujourd'hui apercevoir ce nouveau franchissement de la Durance depuis la gare TGV d'Avignon.

Dans le prochain numéro du bulletin Ouvrage d'Art du Sétra, nous aborderons quelques points des études d'exécution de la charpente métallique et de la dalle, en examinant particulièrement les impacts liés à l'utilisation des Eurocodes sur la conception ■

### Références bibliographiques

- [1] Bulletin « Ouvrages d'art » du Sétra n°59 de novembre 2008
- [2] Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts



Photo 13 : fin du lancement de la charpente métallique  
Source : Fernando Dias (Sétra)



Photo 14 : vue de l'ouvrage depuis la gare TGV  
Source : Fernando Dias (Sétra)

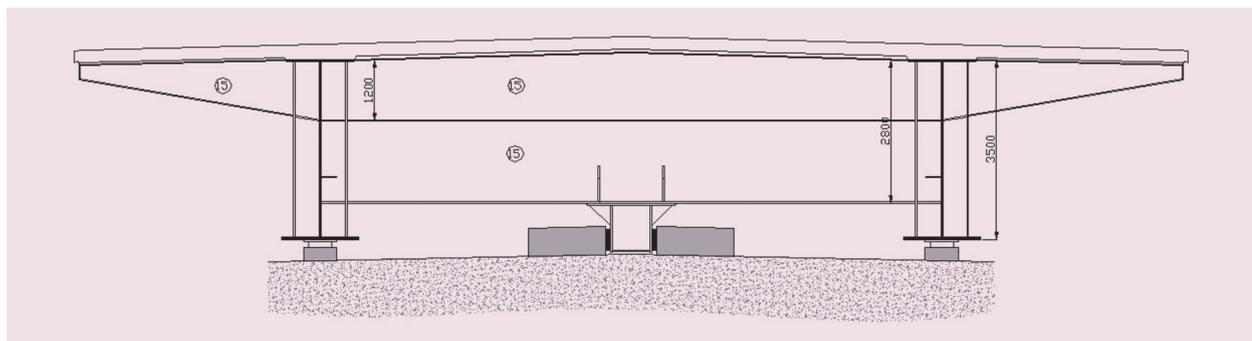


Figure 13 : coupe transversale sur C10

# Contrôle mécanique des candélabres d'éclairage public

Daniel Mutricy

*Cet article présente une méthode d'essai proposée par la société REI-LUX, différente de celle décrite dans le bulletin Ouvrages d'Art n° 55 de juillet 2007.*

## Textes de référence, par Jacques Berthelémy

La maintenance des installations d'éclairage public a fait l'objet d'un guide commun du Sétra et du Certu publié en décembre 1996, et disponible au Sétra sous la référence E9663. Ce guide a été complété par une note technique du Sétra sur le test mécanique des candélabres, dont la première version (note 125) est remplacée depuis juin 2009 par la note 132 [1].

La note 132 précise les modalités d'un essai de charge statique devant permettre le contrôle des candélabres neufs ou le diagnostic des candélabres anciens. Cette note concerne les ouvrages d'éclairage de routes supportant un trafic intense, sur lesquelles la chute d'un candélabre expose à des conséquences graves.

Ces essais sont recommandés pour le contrôle de travaux neufs en vue de la réception d'une installation, dont ils ne constituent alors qu'un des aspects. Ils s'appliquent aussi au diagnostic des structures anciennes en service, dans le cadre de la politique d'inspection de ces équipements. Il convient de rappeler que les essais mécaniques des ouvrages d'éclairage en place n'ont pas de caractère réglementaire et doivent être pratiqués avec prudence pour éviter d'endommager les installations, sachant qu'il existe des méthodes de diagnostic alternatives à l'essai mécanique. Ainsi la note 132, comme précédemment la note 125, recommande, lors des essais, de limiter les efforts dans la structure à ceux produits par un vent de période de retour 50 ans (État Limite de Service au sens des Eurocodes).

Par analogie avec la pratique bien établie dans le domaine des ponts, le contrôle statique des candélabres neufs est recommandé pour détecter des erreurs de pose ou certaines insuffisances des fondations. Sur des ouvrages anciens, ce contrôle vise plutôt à détecter des fissures de fatigue [2] [3] ou des zones de corrosion cachées, en particulier dans les tiges d'ancrage.

L'originalité de la méthode de REI-LUX est son objectif d'appliquer un moment pur – sans effort tranchant d'accompagnement – à l'ancrage du candélabre. Comme le montre l'analyse mécanique des efforts présentée dans l'article, elle exerce cependant un effort de traction sur cette platine. La méthode permet donc, en tenant compte de cette traction, de simuler correctement les tractions dans les tiges d'ancrage sous l'effet du vent cinquantennal. En revanche, comme les efforts exercés sur le massif de fondation diffèrent sensiblement de l'objectif initial, il convient de vérifier qu'ils restent acceptables, en tenant compte de la conception des fondations, en particulier en cas de doute sur la qualité du sol.

À ce titre, on remarque qu'il existe deux types de massifs de fondations :

- le massif prismatique peu profond, généralement utilisé en France, qui mobilise surtout la résistance du sol sous le massif de fondation dont le poids stabilise le candélabre ;
- le massif cylindrique allongé, utilisé par exemple en Suisse : la fondation est réalisée au moyen d'un caisson préfabriqué cylindrique en béton enterré dans un forage vertical : une surlongueur du fût est introduite à la pose dans le caisson, puis calée par du sable. Au lieu d'une platine d'appui à l'about, le candélabre est alors équipé au

droit de l'entrée dans le caisson d'une tôle martyre en couronne appelée collerette. Ce type de fondation mobilise davantage, sous l'effet du vent, l'effet de butée latérale sur le sol.

REI-LUX propose une procédure d'essai originale, comportant un essai statique puis un essai dynamique, mais limite l'essai à une seule direction. Nous laissons la responsabilité de cette procédure à l'entreprise. Nous rappelons qu'avec une méthode purement statique, il convient de tester les candélabres dans deux directions perpendiculaires, et dans les deux sens pour chaque direction, pour solliciter suffisamment toutes les tiges d'ancrage. Par ailleurs, nous recommandons de fournir les résultats des essais statiques sous forme de courbes efforts-déformations en un ou plusieurs point de mesure, pour faciliter la compréhension des résultats et la reproductibilité de l'essai.

*Le lecteur intéressé par ce sujet pourra prendre contact avec le Centre de la Sécurité, des Transports et de la Route (CSTR) du Sétra.*

#### Références

[1] Éclairage du réseau des routes nationales - Recommandations pour le contrôle de la stabilité des ouvrages d'éclairage public par un essai de charge statique, Note d'information - Série Circulation Sécurité Equipement Exploitation n°132 - Sétra, juin 2009

(téléchargeable sur : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr/Eclairage-du-reseau-des-routes.html>)

[2] Kretz, T.; Berthelley, J. ; « Propositions pour la vérification à la fatigue des Portiques, Potences, et Hauts Mâts ». Bulletin Ouvrages d'art du Sétra numéro 49, juillet 2005.

[3] Berthelley, J. ; « Éclairage public. Quelques éclaircissements pour les maîtres d'ouvrages ».

Bulletin Ouvrages d'art du Sétra numéro 55, juillet 2007.



*Massif usuellement utilisé en France – Source : Sétra*



*Photo 1 : déformation par choc – Source : REI-LUX*

## Introduction - objectifs du contrôle

Depuis bientôt cinquante ans, l'éclairage des rues et des routes s'est considérablement développé. Plusieurs millions de mâts ou candélabres sont fixés le long des rues et des routes. Les collectivités territoriales (communes, département, État) sont responsables, chacune, de la gestion d'un parc important de candélabres et autres supports (feux tricolores...).

Ces mâts et candélabres sont constamment exposés au vent, aux intempéries, aux chocs, aux vibrations du trafic routier, etc. (photos 1 à 4). Chacun de ces facteurs provoque une altération, lente, progressive de la résistance mécanique des supports. Cette évolution, rarement visible à l'œil nu, est variable d'un mât à l'autre. Les collectivités territoriales, compte tenu de leur responsabilité tant vis à vis des biens que des personnes, doivent se prémunir contre tout risque d'accident. En ce sens, une méthode de contrôle permettant de connaître avec précision la résistance mécanique et la stabilité de chaque mât installé, également appelé ouvrage, est un outil majeur pour les gestionnaires de ces installations.

Sans pour autant détériorer l'état de l'ouvrage, ce contrôle doit permettre de :

- détecter les mâts présentant des défauts (corrosion, fissures de fatigue, fixation desserrée, massif de fondation insuffisant ou instable...) et de quantifier l'importance du défaut,
- prévoir une durée de vie minimum pour les ouvrages en bon état,
- vérifier la stabilité et la résistance mécanique d'un ouvrage neuf en vue de sa réception (notons cependant qu'un tel essai n'est en rien obligatoire).



Photo 2 : détail de choc – Source : REI-LUX



Photo 3 : corrosion (1) – Source : REI-LUX



Photo 4 : corrosion (2) – Source : REI-LUX



Photo 5 : unité de contrôle REI-LUX – Source : REI-LUX



Photo 6 : unité de contrôle portable – Source : REI-LUX

## Le procédé REI-LUX

La société REI-LUX a développé depuis 1988, une méthode et une technologie innovantes de contrôle de la stabilité des candélabres. Cette méthode de contrôle se distingue tant par l'application de l'effort d'essai que par la mesure des déplacements ou déformations du support durant l'essai.

L'effort est appliqué sur le support à une hauteur de 1,15 m ou 1,5 m à l'aide d'un vérin hydraulique manuel. Le bâti supportant ce vérin forme un triangle appuyé à l'arrière sur le sol par un patin. Il est maintenu à une hauteur de 0,15 m en butée contre le support par une sangle tendue par un deuxième vérin hydraulique (photo 5). Ce principe d'application de l'effort permet la transmission des moments dans le support jusqu'à la fondation en annulant l'effort tranchant en dessous du niveau de la sangle : ce point est développé plus loin. Il permet également de concevoir une unité de contrôle

compacte, légère et maniable, équipée de roues pour un déplacement facile de l'ensemble ou une unité modulaire, portable (photos 6 et 7). Chaque unité comporte des batteries pour l'alimentation du système de mesure et de l'ordinateur portable d'acquisition des données.

La mesure des déformations ou déplacements est effectuée avec deux faisceaux laser dont les émetteurs sont fixés sur le support à contrôler, l'un à 0,2 m, l'autre à 1,8 m environ au dessus du sol. Les deux faisceaux sont orientés vers une caméra digitale portée par un trépied indépendant de l'ouvrage à tester. Le capteur de la caméra mesure les déplacements des spots des deux faisceaux laser formés sur son écran d'entrée. Les données sont enregistrées par l'ordinateur et représentées graphiquement au cours de l'essai (figure 1).

L'application de la charge d'essai s'effectue manuellement et progressivement. L'opérateur observe la charge appliquée sur le capteur d'effort et

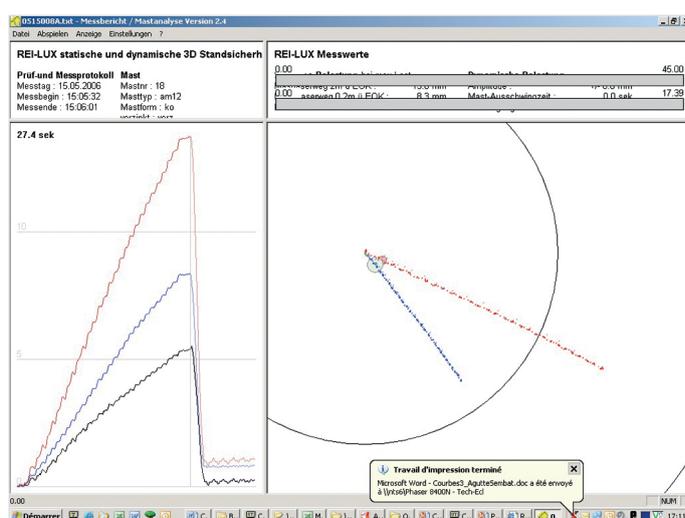


Figure 1 : exemple d'enregistrement - essai statique satisfaisant - courbe noire à gauche : différence des déplacements des spots inférieur (bleu) et supérieur (rouge)



Photo 7 : unité de contrôle portable – Source : REI-LUX



Photo 8 : dispositif de retenue optionnel – Source : REI-LUX

le tracé des courbes sur l'écran de l'ordinateur. Il peut arrêter l'essai à tout moment s'il détecte un défaut ou le poursuivre jusqu'à la charge prévue si les courbes sont correctes. Le déchargement du mât s'effectue également progressivement en observant le tracé des courbes. Ces deux phases d'essai constituent l'essai statique.

Cette méthodologie évite tout endommagement de l'ouvrage et supprime pratiquement le risque d'une rupture du mât. À un instant donné, un mât est dangereux si sa section résistante est réduite de beaucoup plus de 50 %, un défaut de cette importance sera détecté, dès le début de l'application de l'effort, grâce à la sensibilité du procédé de mesure. Un dispositif de retenue du mât peut être ajouté sur demande pour prévenir le risque résiduel (photo 8).

Après cet essai, un essai dynamique est effectué. La charge d'essai est comprise entre le tiers et la moitié de la précédente. Elle est appliquée progressivement, puis les vannes de décharge des deux vérins sont ouvertes

simultanément. Le mât, ainsi libéré, oscille librement. L'opérateur observe visuellement le comportement du mât puis analyse les courbes enregistrées : direction, amplitude et amortissement des oscillations. Cet essai permet de solliciter l'ensemble de l'ouvrage par sa mise en vibration dans toutes les directions indépendamment de la direction d'application de l'effort. L'essai dynamique permet de vérifier l'absence de défaut dans la partie supérieure du mât et de détecter des défauts situés du côté opposé à l'effort (fissure de fatigue isolée, serrage défectueux sur une tige d'ancrage, tige rompue) (figures 2 et 3).

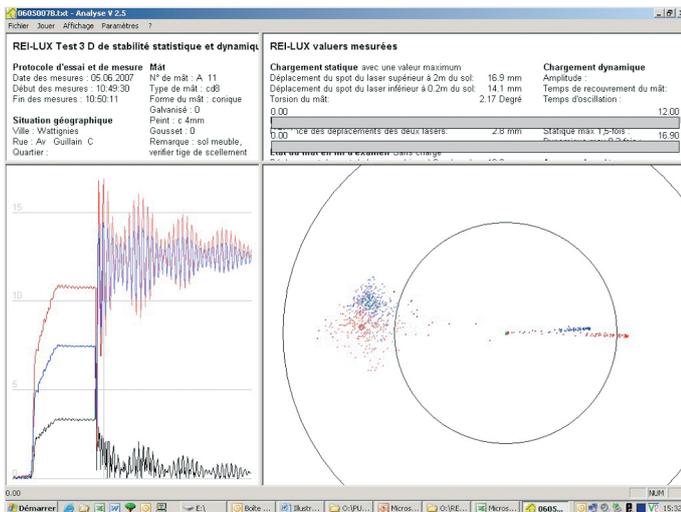


Figure 2 : essai dynamique - serrage insuffisant au niveau des tiges de scellement

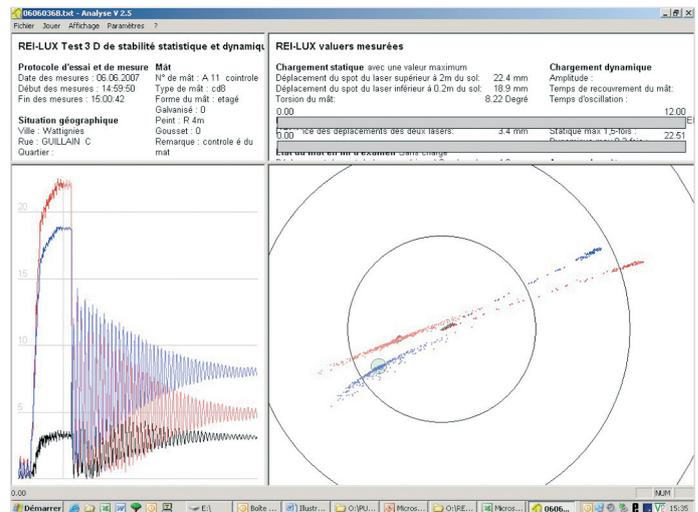


Figure 3 : essai dynamique satisfaisant - essai après resserrage des écrous des tiges

## Exploitation des mesures

Le procédé de mesure par capteur digital avec deux faisceaux laser apporte une information précise et très riche sur le comportement de l'ouvrage :

- la localisation des défauts est facilitée par la présence des deux lasers : une courbe anormale du faisceau supérieur avec une courbe normale du faisceau inférieur indique un défaut situé entre les deux points de fixation des faisceaux laser ;
- le capteur digital mesure les déplacements des spots des faisceaux laser. Ces déplacements sont fonction à la fois du déplacement des points de fixation des faisceaux, de la rotation des points de fixation et de la distance parcourue par les faisceaux jusqu'à l'écran de la caméra. Le tracé géométrique correspondant permet de montrer que lorsque le mât s'incline sans se déformer (suite à une rotation du massif), les déplacements des spots des faisceaux laser inférieur et supérieur sont égaux. La différence des déplacements des deux spots est donc une mesure de la déformation du mât entre les deux points de fixation des faisceaux. Si cette différence reste faible, elle indique que les déplacements des spots des lasers sont dus aux mouvements du massif dans le sol (figures 1 et 4) ;
- la mesure des déplacements des spots dans le plan permet de mettre en évidence tous les déplacements dans l'axe de l'effort appliqué mais aussi hors du plan d'application de l'effort ainsi que la torsion du mât entre les deux points de fixation. Pour un mât neuf, les axes de symétrie des différentes sections du mât sont bien définis par l'ouverture de porte et par la semelle. Le plan d'application de l'effort défini par l'opérateur ne correspond généralement pas à un de ces axes. Les courbes ne sont pas superposées et permettent de mesurer l'angle entre les déplacements des spots des faisceaux (figure 5). Les défauts éventuels (corrosion, fissures, enfoncements dus à un choc...) sont soit localisés, soit irréguliers dans leur importance. Ils apportent donc tous une dissymétrie aux sections concernées. Cette dissymétrie détectée par le système de mesure permet une identification sûre de la présence et de la nature des défauts (figure 6).

La réalisation d'un essai statique puis d'un essai dynamique associés au procédé de mesure par faisceaux laser en deux points permet ainsi le contrôle d'un ouvrage dans sa totalité à partir d'une seule direction et d'un seul sens d'application de l'effort, quelque soit la position des défauts éventuels (tige rompue ou écrou desserré, corrosion, fissures, déformations locales de la section, fixation crosse ou lanterne). Le choix de cette direction, effectué par l'opérateur en fonction du site d'implantation du mât, est un paramètre de l'essai qui modifie les courbes obtenues mais n'influe pas sur le résultat du contrôle.

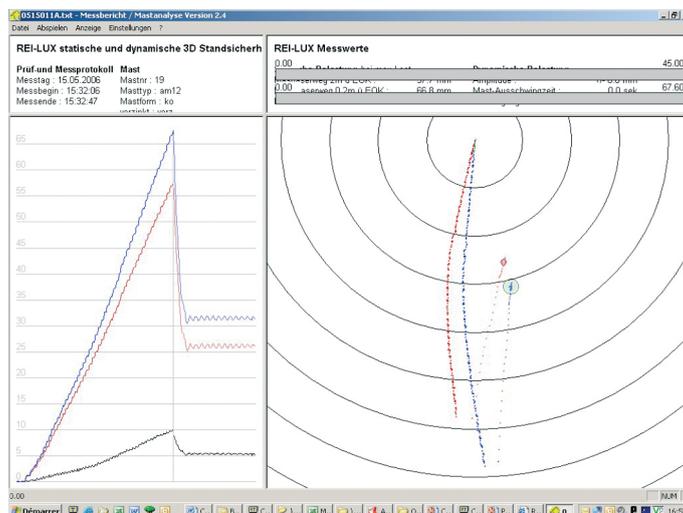


Figure 4 : massif insuffisant

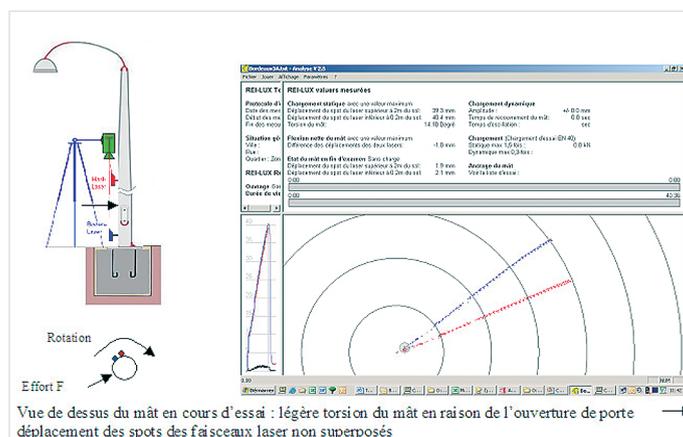


Figure 5 : dissymétrie de la section du mât, exemple de l'ouverture de porte

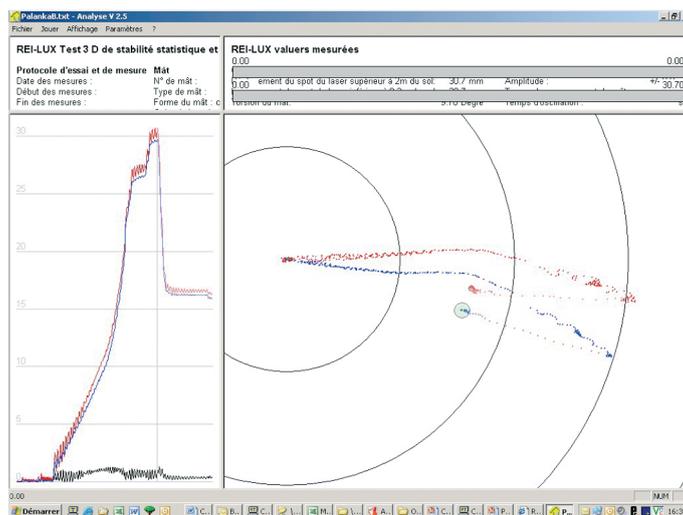


Figure 6 : déformation plastique localisée à la base du mât - mât à déposer

## Conduite de l'essai

### Valeur « cible » de l'effort

Un effort est appliqué sur le mât à la hauteur de 1,15 m ou de 1,5 m. Cet effort crée un moment de flexion et un effort tranchant dans la partie située sous le point d'application. Le moment de flexion est proportionnel à la distance du point d'application et croît linéairement depuis le point d'application jusqu'à la base du mât au niveau de la sangle.

Cette sollicitation est exercée afin d'observer le comportement de l'ouvrage, de mesurer les déplacements et les déformations et de détecter la présence éventuelle de défauts. Elle ne doit pas détériorer l'ouvrage, c'est à dire qu'elle doit se situer dans son domaine de comportement élastique.

Ce domaine n'est pas directement lié à la charge de vent réglementaire subie par l'ouvrage. Un mât est en effet calculé et vérifié selon les règles en vigueur au moment de son installation. Il est le plus souvent choisi dans le catalogue d'un des fabricants en fonction de la charge prévue, bien sûr, mais aussi en fonction d'autres facteurs (logement disponible pour les appareillages, prévision d'installation ultérieure ou provisoire d'accessoires...). La surface corrigée de l'équipement installé sur le mât ne correspond donc pas toujours à la surface maximale admissible sur le lieu d'implantation. D'autre part les modifications des règles de calcul ou de la carte des vents qui peuvent intervenir après la réalisation de l'ouvrage ne sont pas rétroactives.

La limite du domaine de comportement élastique peut plus sûrement être déduite des valeurs données par les fabricants de mâts et candélabres dans leur catalogue pour les mâts standard ou des notes de calcul établies lors de l'installation pour les mâts très spécifiques. Les fabricants donnent les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant à la base du mât pour permettre le calcul des massifs de fondation. Ces valeurs sont obtenues pour le calcul à l'État Limite Ultime (ELU) et correspondent aux valeurs maximales admissibles selon la norme de calcul appliquée. Pour éviter tout risque de dépassement du domaine élastique et donc tout risque de dommage pour l'ouvrage, il convient donc de diviser le moment de flexion par un coefficient de sécurité. Une valeur de 1,5 pour ce coefficient paraît bien adaptée. Elle correspond au coefficient partiel de charge permettant de passer dans l'Eurocode de l'État Limite de Service (ELS) à l'ELU. Cette valeur est dénommée ici « Moment élastique admissible ». À partir de cette valeur l'opérateur calcule la valeur maximale de l'effort à appliquer dans l'essai statique. Si le tracé des déplacements des spots est linéaire,

l'opérateur augmentera progressivement l'effort jusqu'à cette valeur puis il déchargera lentement le mât. Il jugera le comportement du mât d'après les enregistrements des déplacements des spots des faisceaux laser. La valeur atteinte de l'effort n'intervient pas directement dans ce jugement.

En déterminant ainsi l'effort d'essai, nous supposons implicitement que l'effort tranchant correspondant exercé sur le mât n'a pas de conséquence dommageable pour celui-ci. Pour vérifier cette hypothèse, il est nécessaire d'analyser d'un point de vue mécanique le système : « unité de contrôle - ouvrage ».

### Analyse mécanique

L'analyse mécanique des efforts appliqués à l'unité de contrôle (équilibre des forces et des moments) prend donc en compte :

- les efforts de frottement qui s'exercent au niveau de la sangle, de la butée et du patin d'application de l'effort d'essai,
- la tension initiale de la sangle qui met en précontrainte la butée,
- la reprise de l'effort tranchant dû à l'effort d'essai par la sangle.

En dessous de la sangle et de la butée, l'effort tranchant est nul et le moment dû à l'effort d'essai est constant.

Déduite de cette analyse, une approche simplifiée de l'application des efforts peut être faite :

Efforts exercés sur l'unité de contrôle :

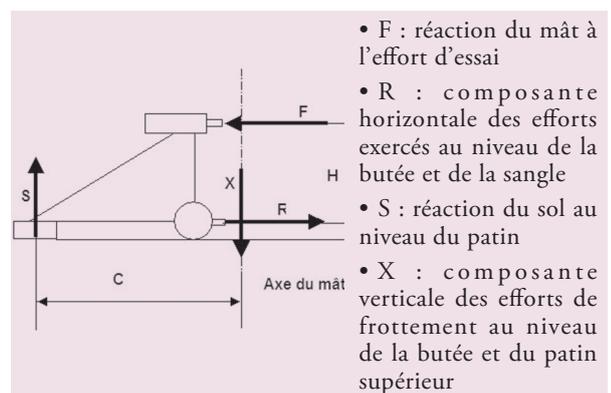


Figure 7 : équilibre de la machine, hors forces de pesanteur

En écrivant les équations d'équilibre on obtient :

$$R = - F$$

$$X = - S$$

$$X \times C = - F \times H$$

Pendant l'essai, un effort de soulèvement - X est donc exercé sur la base du mât et sur la fondation.

Pour un mât de 12 m de hauteur utilisé à sa pleine capacité - soit pour 26 m/s en catégorie II, un équipement en tête de 0,62 m<sup>2</sup> et 50 kg - les efforts ultimes (ELU) à la base sont égaux à 2171 mdaN pour le moment fléchissant et 303 daN pour l'effort tranchant. Le moment d'essai (« objectif ») est donc égal à 1447 mdaN (2171 / 1,5) ; l'effort d'essai est égal à 1447 daN et l'effort de traction vertical -X exercée par l'unité de contrôle sur le mât est égal dans ce cas à 835 daN. Si le mât est installé sur un massif de 0,6 m de côté et 1,2 m de hauteur, le poids total de l'ouvrage est de 1270 daN.

### Effets des efforts de l'essai sur l'ouvrage

En dessous du patin d'application de l'effort, le moment de flexion dans le mât croît linéairement jusqu'au niveau de la butée et de la sangle, puis il est constant en dessous de ce niveau ; l'effort tranchant se traduit par un effort de cisaillement dans le mât, la contrainte correspondante est très faible : 0,73 daN/mm<sup>2</sup> dans le cas du mât métallique pris en exemple (ép 4 mm). Au niveau de la porte, le calcul pour les différentes orientations de l'effort est satisfaisant : la contrainte combinée est inférieure à la contrainte admissible. L'effort de soulèvement s'oppose au poids du mât, la contrainte de traction correspondante est très faible : 0,21 daN/mm<sup>2</sup>.

En dessous du niveau de la sangle, l'ouvrage n'est pas soumis à un effort tranchant :

- Les tiges ne sont sollicitées ni en cisaillement, ni en flexion dans le cas d'un montage sur écrou sans mortier de remplissage, mais seulement en traction/compression, la contrainte de traction due à l'effort X est faible (0,76 daN/mm<sup>2</sup>),
- Le moment de flexion est transmis par l'intermédiaire des tiges au massif et le moment de renversement à la base du massif a la même valeur.

Le comportement du massif pendant l'essai est analysé avec la formule d'André et Norsa qui prend en compte l'effet latéral de butée du sol - le choix de cette formule de calcul est adapté aux dimensions courantes des massifs des candélabres (massifs hauts et étroits) pour lesquels l'effet de butée latéral est significatif. Le calcul permet de déterminer la pression exercée par le sol sur le massif pendant l'essai. La valeur de cette pression (0,88 daN/cm<sup>2</sup>) se situe entre la pression (0,35 daN/cm<sup>2</sup>) due au poids de l'ouvrage (absence de vent) et la pression sur le sol due aux effets du vent à l'ELS (1,53 daN/cm<sup>2</sup>). La stabilité du massif dans le sol est donc vérifiée par l'essai REI-LUX sans entraîner de surcharge.

En prenant en compte un facteur de sécurité de 1,5 par rapport au moment de flexion maximal à l'ELU, l'effort tranchant sur le mât et l'effort de soulèvement sur l'ouvrage dû à l'application de l'effort d'essai

par le procédé REI-LUX n'ont pas de conséquence dommageable sur le mât et la stabilité du massif dans le sol.

## Développements en cours

Le groupe REI-LUX développe et améliore en permanence ses procédés de contrôle.

La méthode présentée ci-dessus permet de contrôler des supports métalliques (acier, fonte, aluminium) mais aussi des supports enterrés en bois (en mesurant pendant l'essai au niveau de la sangle la remontée d'humidité dans le support), en béton, en composite polyester fibre de verre. Le contrôle de candélabres en bois lamellé-collé avec ou sans embase peut être envisagé en vérifiant la résistance au cisaillement de la section et celle de l'assemblage avec l'embase.

Le moment de flexion maximal pratique applicable par l'unité de contrôle est de 4 050 mdaN. L'unité de contrôle permet donc d'effectuer l'essai statique des mâts ayant un moment de flexion en ELU inférieur à 6 075 mdaN compte tenu d'un coefficient partiel de 1,5. Pour des mâts plus résistants, jusqu'à une hauteur de 18 m environ, le contrôle peut être effectué à partir de l'essai dynamique seulement : un essai statique sera réalisé jusqu'à un effort au moins égal à l'effort qui sera utilisé pour l'essai dynamique dans la limite de l'effort maximum applicable. Cet essai permet de s'assurer que le test dynamique peut être réalisé en toute sécurité. L'essai dynamique est ensuite effectué avec un effort correspondant au tiers du moment d'essai. L'état de l'ouvrage est contrôlé à partir de l'enregistrement obtenu lors de cet essai.

Une autre méthode d'essai dynamique est en cours de validation, elle permet de contrôler des mâts de plus grande hauteur : la mise en vibration est assurée par une masse excentrée entraînée en rotation de 0 à 5 Hz par un moteur à vitesse variable (photos 9 et 10). Le même dispositif de mesure est utilisé. Cette méthode est aussi employée sur les potences ou portiques de signalisation. Les réactions du mât et les courbes sont observées pendant la phase de montée en vitesse et après l'arrêt du moteur, qui peut être décidé à tout moment par l'opérateur en fonction des réactions de l'ouvrage. Des vibrations significatives se produisent pour des vitesses de rotation correspondant aux fréquences propres du mât (ensemble ou partie du mât). La présence de défauts se traduit par des directions de vibration particulières, une sensibilité à un spectre plus large de fréquence, l'excitation de plusieurs fréquences (figures 7 et 8). Un logiciel d'acquisition et de traitement des données utilisant les transformées de Fourier est en cours de validation. Il permettra une analyse plus facile et plus précise des enregistrements.

Il convient également de citer la mise au point d'une méthode d'essai de résistance des ancrages de câble sur façades (câbles en traversée de chaussée supportant des luminaires) utilisant toujours le même dispositif de mesure par faisceaux laser et caméra digitale.



Photo 9 : dispositifs de mise en vibration – Source : REI-LUX

## Conclusion

Le procédé de contrôle REI-LUX permet des contrôles systématiques de candélabres, sans en altérer l'état, avec un appareil de contrôle maniable et peu encombrant et un système de mesure sans contact performant, en engendrant un minimum de gêne sur site.

Il permet aux gestionnaires des installations d'éclairage public de choisir les lots de mâts à contrôler pour assurer la sécurité des usagers et optimiser les investissements de renouvellement du parc ■

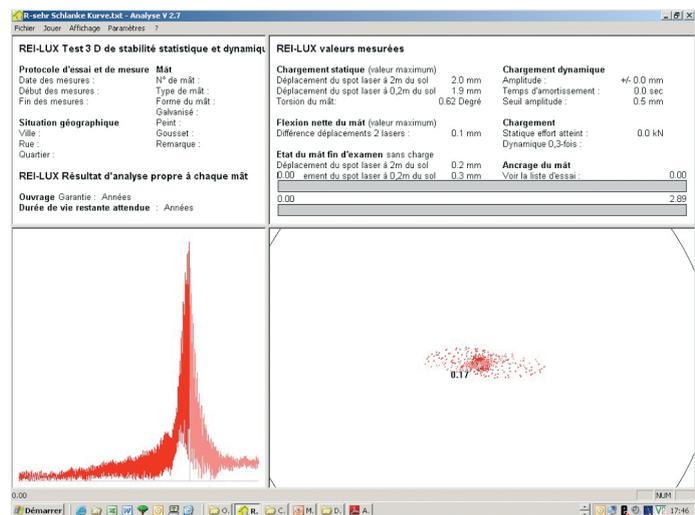


Figure 8 : exemple d'enregistrement essai rotation - état satisfaisant



Photo 10 : contrôle puissance ou grand mât – Source : REI-LUX

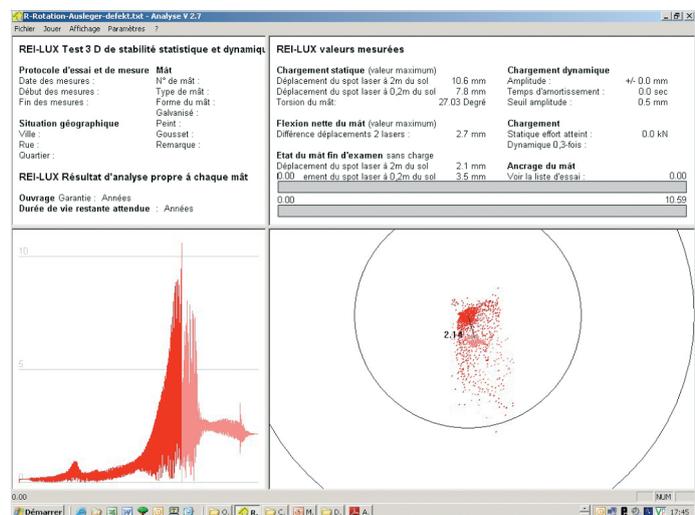


Figure 9 : exemple d'enregistrement essai rotation - présence d'un défaut

## Addendum au Bulletin Ouvrages d'art n° 60

*Suite à l'article intitulé « Les ponts neufs dans des sites naturels et culturels protégés » (BOA 60, mars 2009), voici quelques précisions et compléments d'informations concernant le cadre réglementaire.*

*Remerciements à Amandine Bommel et Guy de la Personne (Sétra/CSTR/DE Environnement) pour les précisions qui suivent.*

Dans le paragraphe concernant la politique du « 1 % paysage et développement », il est écrit que « 1 % du montant de chaque opération est alloué par l'Etat afin de lancer une démarche d'analyse territoriale et paysagère et pour accompagner les actions de valorisation et développement des territoires ». Or il faut souligner que cette politique s'applique seulement à des axes dits « éligibles », définis dans l'annexe II de la circulaire du 31 mars 2005.

Par ailleurs, le financement n'est pas aussi simple qu'énoncé précédemment : les partenaires participant au financement de l'infrastructure peuvent contribuer à la mise en œuvre de cette politique à raison de 1 % du montant de leur enveloppe réservée à l'infrastructure lors de la signature du programme d'actions. Pour chacune des opérations éligibles définies, le maître d'ouvrage doit apporter une contribution au moins équivalente. Dans tous les cas, la contribution de l'État ou de la société concessionnaire d'autoroutes ne doit pas dépasser 50 % du montant hors taxes de l'étude ou de l'action proposée.

Il faudrait également compléter le cadre réglementaire décrit dans l'article par ces deux textes majeurs, encourageant la prise en compte du paysage dans toutes les opérations d'aménagement des territoires :

- Loi Paysages, n° 93-24 du 8 janvier 1993, elle est surtout une Loi d'aménagement et d'urbanisme. Elle modifie certaines dispositions législatives en matière d'enquêtes publiques. Codifiée dans le code de l'environnement à l'article L. 350-1 ainsi que dans le code de l'urbanisme (Article R. 421.1.1. sur le permis de construire et son « volet » paysage).

Cette loi « ne limite plus la prise en compte du paysage à des sites exceptionnels mais prend en compte l'ensemble des territoires remarquables pour leur intérêt paysager, que ce paysage soit ordinaire ou exceptionnel, pour définir la politique d'aménagement des territoires »<sup>(1)</sup>.

Elle concerne la protection et la mise en valeur des paysages qu'ils soient naturels, urbains, ruraux, banals ou exceptionnels. Elle vient compléter les lois « montagne » et « littoral ». En plus de la protection, elle introduit la gestion du paysage (décret

d'application n°94-283 datant du 11 avril 1994). Ses directives fixent les orientations et les principes fondamentaux concernant la qualité des constructions, les conditions de réalisation des travaux, ainsi que des recommandations.

- Convention européenne du paysage, entrée en vigueur en France depuis le 1er juillet 2000 et publié au Journal Officiel par décret du 20 décembre 2006. L'originalité de la Convention européenne du paysage est qu'elle émane d'une initiative des pouvoirs locaux et régionaux. Elle privilégie son utilité sociale : « Le paysage est partout un élément important de la qualité de vie des populations : dans les milieux urbains et dans les campagnes, dans les territoires dégradés comme dans ceux de grande qualité, dans les espaces remarquables comme dans ceux du quotidien... il constitue un élément essentiel du bien être individuel et social ». L'objectif général de la politique des paysages du MEEDDM à travers la mise en application de cette convention, est de « préserver durablement la diversité des paysages français ». Pour ce faire 3 orientations ont été définies :

- la première orientation vise à développer la connaissance (environ 2000 paysages composent notre pays) voir les Atlas des Paysages ;
- la deuxième orientation vise à renforcer la cohérence afin de limiter les politiques sectorielles préjudiciables aux territoires ;
- les deux premières orientations sont tributaires de la troisième qui est intitulée « soutenir la compétence », à savoir former des professionnels du Paysage.

*Pour plus d'informations sur le thème « paysage et infrastructures de transport », vous pouvez consulter les publications de la Direction d'Études Environnement du CSTR (Centre de la Sécurité, des Transports et de la Route) - Sétra.*

<sup>1</sup> Cf. *Paysage et infrastructures de transport, guide méthodologique Sétra, juin 2008.*

## 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	18 au 20 janvier 2010
Exigences techniques pour l'exécution des constructions métalliques (bâtiment et génie civil): la nouvelle norme EN 1090	20 au 21 janvier 2010
Cycle de base « la géotechnique et ses applications » 1 <sup>er</sup> module	20 au 21 janvier 2010
Ponts en maçonnerie (1 <sup>re</sup> partie): surveiller et diagnostiquer	27 au 28 janvier 2010
Cycle applications de l'Eurocode 7 - Module 1 : le calcul des fondations	27 au 29 janvier 2010
Étanchéité des ponts routes	3 au 4 février 2010
Eurocodes 0 et 1 : les actions et les combinaisons d'action Application aux ponts et passerelles	8 au 9 mars 2010
Gestion et réparation des ouvrages de soutènement	9 au 10 mars 2010
Cycle Inspection des ouvrages d'art - module 1 : connaissances de base - 2 <sup>e</sup> partie	9 au 11 mars 2010
Les Bétons Modernes : prescription, mise en œuvre et contrôle	11 mars 2010
Les aciers de construction métallique : des aciers courants aux aciers à hautes performances (application ouvrages d'art et grands bâtiments)	du 16 au 17 mars 2010
Concevoir et construire les passerelles piétonnes + Etude de cas	22 au 25 mars 2010
Maîtriser le comportement dynamique des passerelles:anticiper les risques et améliorer le confort	24 au 25 mars 2010
Cycle de base : la géotechnique et ses applications 2 <sup>e</sup> module - 2009-2010	24 au 26 mars 2010
Eurocode 2 : calcul des structures en béton Application Ouvrages d'Art	29 au 31 mars 2010
Ponts en maçonnerie (2 <sup>e</sup> partie): réparer et adapter	30 au 31 mars 2010
Élargissement des ponts en maçonnerie	1 <sup>er</sup> avril 2010

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

### • Fondations au rocher – Reconnaissance des massifs rocheux, conception et dimensionnement des fondations

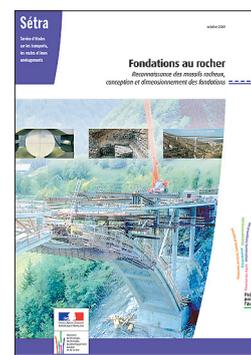
#### Guide technique

Référence : 0947 - Octobre 2009 - 108 pages - Prix de vente : 21 euros

Ce document est un guide pour l'étude des fondations d'ouvrages d'art au rocher qui s'adresse à tous les intervenants dans les différentes étapes de la conception et de la construction de fondations d'ouvrages en milieu rocheux, et principalement aux maîtres d'œuvres, aux bureaux d'études et aux géotechniciens.

Il a pour but de les sensibiliser aux problèmes particuliers posés par les fondations au rocher et les méthodes d'étude de celles-ci, qui constituent un domaine encore très peu codifié pour lequel les méthodes usuelles de la mécanique des sols, souvent encore employées, sont généralement inadaptées.

Après l'évocation des spécificités des massifs rocheux, ce guide traite de la reconnaissance de ces massifs, et en particulier des objectifs et des moyens à mettre en œuvre aux différentes étapes de celle-ci, de la conception des fondations au rocher, puis du dimensionnement de ces fondations en distinguant notamment les méthodes employées pour les cas simples et celles mises en œuvre pour les cas les plus complexes. Il évoque également le suivi des terrassements et des appuis de l'ouvrage durant sa construction et en service.



## • Ouvrages édités par le LCPC

Voyage d'Études Français aux États-Unis d'Amérique sur la Gestion et la Maintenance des Ponts

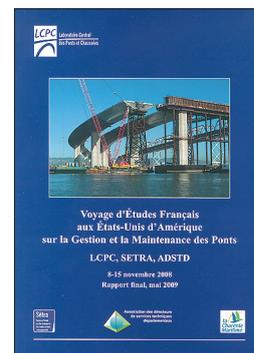
LCPC, Sétra, ADSTD – 8 - 15 Novembre 2008

Rapport final, mai 2009

Référence : *DIVUSPONT - Mai 2009 - 150 pages*

Ce rapport a été rédigé collectivement par les neuf membres de la délégation française qui s'est rendue aux États-Unis du 8 au 15 novembre 2008.

Cette délégation qui comportait des représentants du LCPC, du Sétra et de l'ADSTD, a visité la FHWA (Federal Highway Administration) et son laboratoire le Turner-Fairbank Highway Research Center, les DOT (Department Of Transportation) des États de New York et de Californie, le Bureau des ponts de la ville de New York, et l'université de Columbia à New York (voir annexe 15 pour la signification des sigles utilisés dans ce rapport).



## Coordonnées des rédacteurs

Laurence Davaine  
SNCF (Anciennement Sétra)  
Tél : 01 41 62 03 56

Fernando Dias  
Sétra/CTOA DGO  
Tél : 01 46 11 32 78

Daniel Le Faucheur  
Retraité (Anciennement Sétra)

Robert Bonnefoy  
DIR Med/SIR Marseille/CT  
Avignon  
Tél : 04 91 28 43 44

Daniel Mutricy  
Société Petitjean  
Tél : 03 25 71 32 69

Aude Petel  
Sétra/CTOA DGO  
Tél : 01 46 11 32 73

Joël Raoul  
Sétra/CTOA DGO  
Tél : 01 46 11 32 25

### Un nouveau rédacteur en chef pour le Bulletin Ouvrages d'art

Nicole Cohen a quitté le Sétra pour une retraite bien méritée. Elle laisse à Emilie Luangkhot, chargée d'études à la Division des Grands Ouvrages du CTOA, le soin de continuer à faire vivre le Bulletin Ouvrages d'art.

Si vous souhaitez collaborer à cette revue vous pouvez contacter :

Émilie Luangkhot par téléphone au 01 46 11 31 68

ou envoyer vos textes par courriel à : [emilie.luangkhot@developpement-durable.gouv.fr](mailto:emilie.luangkhot@developpement-durable.gouv.fr).

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 la Mer.

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>