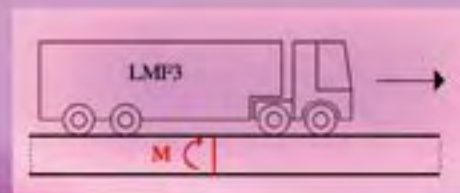


Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Intérêt des ponts en arcs métalliques de petite portée

Le franchissement du Roboul dans les Pyrénées Orientales

Jacques Berthelémy

☛ P. 2

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Renforcement du pont de Gagnac

Richard Fournier, Michel Boy

☛ P. 14

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Eurocodes

Vérification à la fatigue des ouvrages en béton - Méthode simplifiée

Fernando Dias

☛ P. 22

Limitation de la décompression du sol des fondations superficielles

Modèle linéaire et modèle de Meyerhof

Michel Boileau

☛ P. 32

INFORMATIONS BRÈVES

Non ! Les drains dans les enrobés sur ouvrage ne doivent pas être entourés de papier kraft

Michel Fragnet

☛ P.41

Stages

☛ P.41

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P. 42

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Hélène Abel-Michel, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (Lcpc), Claude Bois (MISOA). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination : Jacqueline Thirion (Sétra) - tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère, 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2006

Intérêt des ponts en arcs métalliques de petite portée

Le franchissement du Roboul dans les Pyrénées Orientales

Jacques Berthelley

Site du pont du Roboul

Le pont du Roboul est un équipement hydraulique. Il assure le franchissement du fleuve côtier, le Roboul, par la route départementale qui dessert Rivesaltes. Il doit permettre aussi à l'eau des orages, qui dévale soudainement des Pyrénées voisines, de se déverser vers la mer par le lit du torrent. Le Maître d'ouvrage du

pont présenté dans cet article est le Conseil Général des Pyrénées Orientales.

Un premier arc ancien en maçonnerie n'offrait qu'une ouverture hydraulique insuffisante. Il a été doublé par un second arc au début du 20^{ème} siècle. Mais cet assemblage d'arcs demeurait trop étroit et dangereux du fait du trafic important des poids lourds, et se trouvait de plus techniquement difficile à élargir.



Photo 1 : l'ancien pont en maçonnerie était devenu « l'éléphant blanc » de la route : c'est-à-dire un patrimoine mal adapté et bien gênant
Source : Jacques Berthelley (Sétra)

Du point de vue hydraulique, les deux arcs de maçonnerie n'étaient pas efficaces, du fait de la largeur de la pile intermédiaire. Des inondations catastrophiques menaçaient par conséquent toujours le bourg en amont. Malgré leur valeur architecturale, le Maître d'ouvrage a donc décidé de remplacer les arcs en pierre par un pont métallique à poutres latérales, en réutilisant les pierres pour une autre construction.

Principales caractéristiques du pont du Roboul

Le service technique du Conseil Général avait établi un avant projet de pont en treillis warren qui permettait de maintenir très bas le profil en long de la route tout

en dégageant une ouverture hydraulique maximale. Le Sétra consulté a proposé un arc offrant les mêmes avantages fonctionnels, avec un aspect esthétique plus satisfaisant. Le Sétra s'est aussi engagé à mettre au point des dispositions constructives économiques. Le Conseil Général des Pyrénées orientales a retenu cette proposition.

La portée principale est de 32 mètres environ. La largeur du pont est 10,60 mètres.

L'option proposée par le Sétra comporte un tablier en ossature mixte acier-béton suspendu à deux arcs latéraux indépendants en acier en forme de caissons, dont les naissances sont ancrées dans le tablier. La géométrie du pont s'adapte au franchissement très biais d'un torrent pyrénéen. Le Sétra a assuré l'ensemble de la conception du tablier, en adaptant légèrement les culées initialement conçues pour le treillis warren.



Figure 1 : option en treillis, projetée initialement

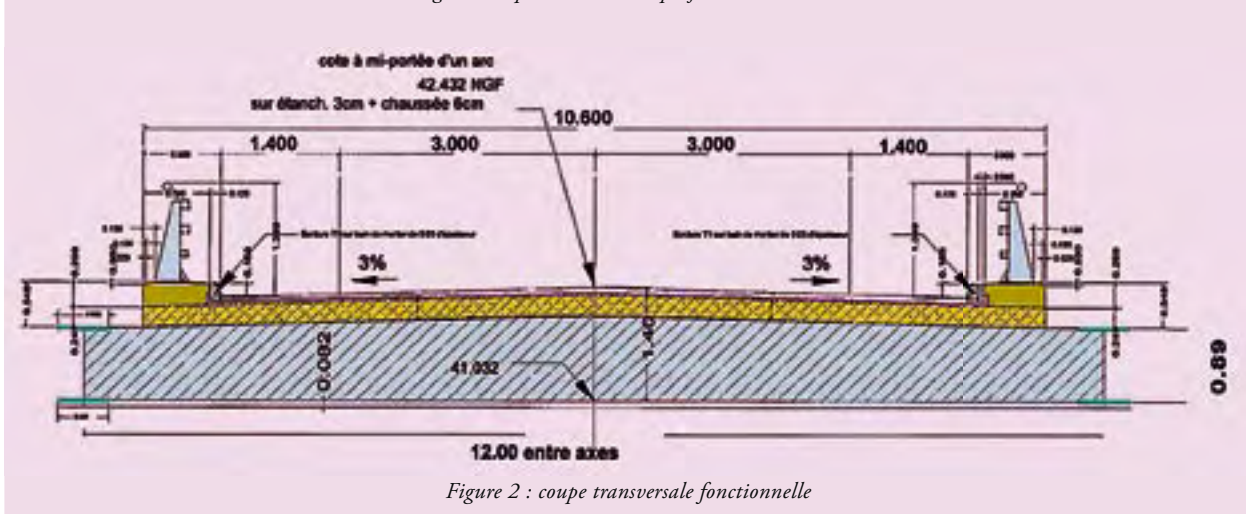


Figure 2 : coupe transversale fonctionnelle

À l'appel d'offres, les entreprises n'ont pas remis de prix moins cher pour la solution en treillis que pour la solution en arc, car une solution en treillis comporte aussi de nombreux nœuds difficiles à réaliser, tandis que les seuls nœuds complexes de la solution en arc auto-ancré sont au nombre de quatre.

Le mandataire retenu est RAZEL, tandis que l'entreprise assurant la fabrication et le montage de la charpente métallique est URSSA (Vitoria-Gasteiz, pays basque espagnol).

La hauteur de l'arc est d'environ 6 mètres pour l'option en arc conçue au Sétra. La distance d'entraxe entre les deux arcs indépendants est de 12 mètres. Le biais est prononcé avec un angle de 66 degrés environ. Un tel biais est généralement déconseillé mais ne pose pas de problème sur un pont à arcs auto-ancrés indépendants. C'est la grande rigidité de flexion générale du pont en arc auto-ancré, associée à une faible raideur de torsion d'axe longitudinal, qui rend une telle géométrie biaise possible.

Les arcs circulaires ont la section d'un caisson carré de 0,55 mètres de côtés environ. Ce caisson s'élargit à la naissance de l'arc. La hauteur de la charpente métallique de la poutre de rigidité est de 0,89 mètres.

Un trafic important de camions miniers est attendu sur l'ouvrage. La conception des détails pour la fatigue a été soignée, avec par exemple des goussets arrondis de 150 millimètres de rayon soudés en pleine pénétration, à la liaison entre les pièces de pont et les poutres principales. Les angles aigus des liaisons entre les pièces de pont biaises d'about et la poutre de rigidité comportent des goussets arrondis de 600 millimètres de rayon.

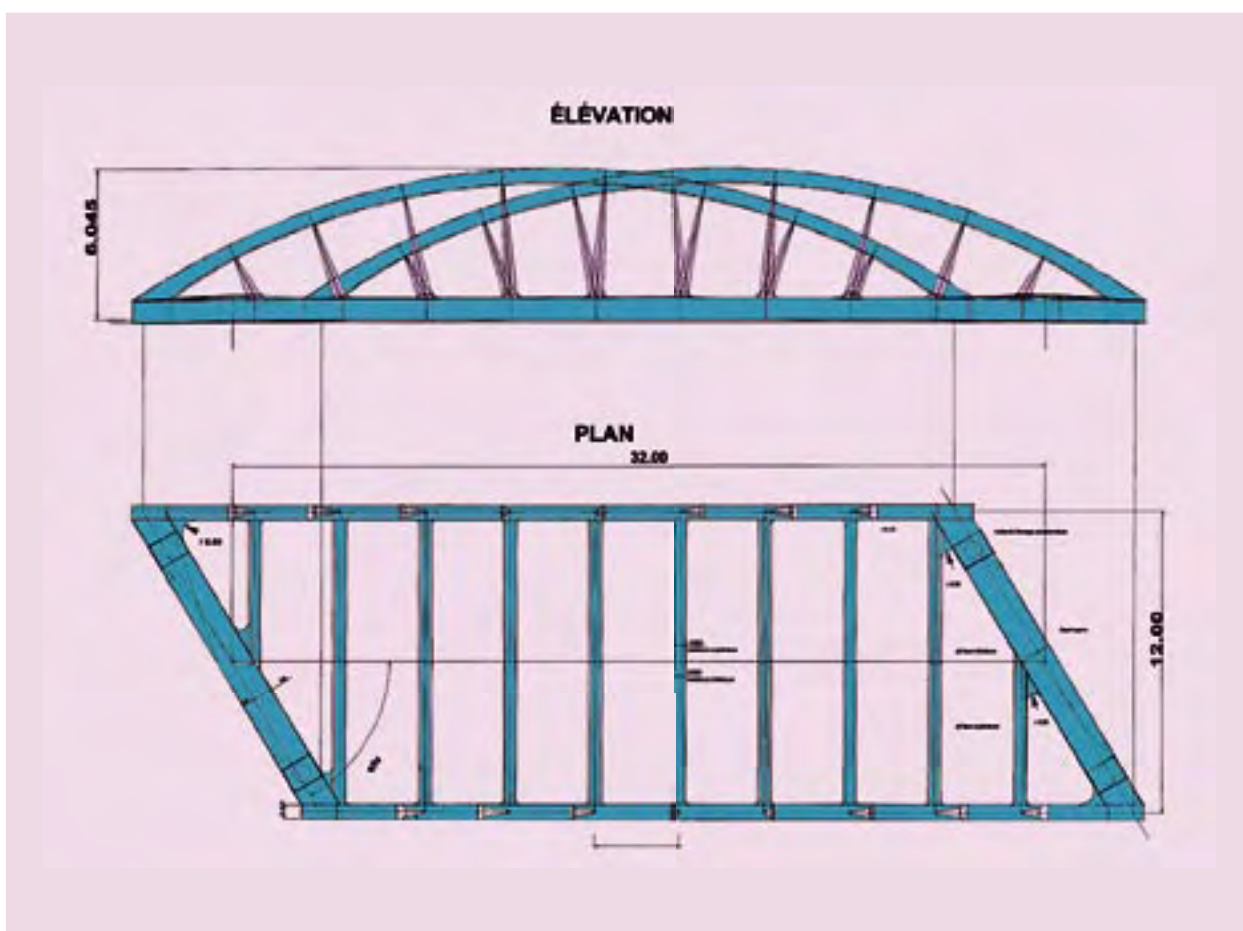


Figure 3 : plans généraux du pont en arc proposé par le Sétra

Choix techniques adoptés auparavant sur les arcs métalliques autoancrés

Les ponts français de ce type qui datent du début du 20^{ème} siècle comportent des suspentes en poutrelles alvéolées, comme l'ouvrage de franchissement de la Marne en aval de Dormans. Les assemblages sont rivetés (photo 2).

Sur le franchissement plus récent de l'Oise à Neuville, les suspentes sont constituées de tubes à section creuse carrée, assemblés à leurs deux extrémités par des boulons HR à la charpente (photo 3).

La plupart des ponts récents présentent des suspentes en câbles spiralés clos dont tous les fils sont individuellement protégés par galvanisation. C'est le cas du pont de Saint-Gilles qui franchit le Rhône en reliant Gard et Camargue, avec une portée de 120 mètres (photo 4). Ce pont en arc qui a été ouvert au trafic en 1999 a déjà fait l'objet de publications, notamment dans le Bulletin ouvrages d'art n°25 [1].

Une caractéristique de cet ouvrage réside dans la géométrie radiale de l'arrangement des suspentes. La conception du pont de Saint-Gilles a été menée au Sétra en liaison avec l'architecte Philippe Fraleu. L'entrepreneur de charpente métallique était Richard-Ducros d'Alès.

L'utilisation de suspentes radiales, combinées avec une rigidité suffisante accordée à la poutre de rigidité du tablier permet :

- d'éviter le ré-ajustement des tensions des suspentes sur le chantier par vérinage sous charge permanente complète ;
- de standardiser les suspentes régulièrement distribuées : soutenant des charges sensiblement égales, elles peuvent être identiques ;
- de standardiser les ancrages supérieurs des suspentes, les plus complexes, qui peuvent être tous identiques.

Le choix de suspentes radiales n'est pas seulement une question d'esthétique et a été utilisé pour plusieurs autres ponts de diverses tailles.



Photo 2 : franchissement de la Marne – Source : Jacques Berthelémy (Sétra)



Photo 3 : pont de Neuville-sur-Oise – Source : Jacques Berthelémy (Sétra)



Photo 4 : pont de Saint-Gilles - Les suspentes en câbles clos sont peu perceptibles visuellement – Source : Gérard Forquet (Sétra)

Détails techniques des suspentes à repenser pour les petits ponts

Dans le cas de grands ponts comme le pont de Saint-Gilles, les câbles sont équipés en usine, de douilles à chaque extrémité. À leur point de fixation inférieur, une douille ouverte permet de fixer le câble par un axe sur une oreille dans le plan de l'âme de la poutre de rigidité. Chaque câble reçoit trois couches externes de fils de Z. À chaque about, les fils sont préchauffés, tordus, et épanouis pour dessiner ensemble un cône.

Du zinc fondu à une température de 560 degrés Celsius est coulé à l'intérieur du cône en négatif usiné dans chaque douille. La brosse de fils se trouve noyée dans le zinc fondu, et constitue le culot de l'ancrage. Après ce processus de culottage métallique, les douilles sont couvertes d'une projection de zinc. Ces pièces complexes une fois assemblées constituent les suspentes qui doivent être transportées et montées avec précautions sur le chantier.

Dans le cas du pont de Saint-Gilles les axes ont été posés à l'azote liquide, puis les tensions initiales de faible intensité ont été ajustées dans les suspentes, en réglant par le haut dans le schéma statique définitif. Comme prévu par l'entreprise Richard-Ducros, cette phase s'est déroulée avant lançage et donc évidemment sur la charpente seule à vide avant réalisation de la dalle de béton. Elle était simplifiée par la faible hyperstaticité interne de la structure, dont l'intérêt est rappelé dans le Bulletin ouvrages d'art n°51 [6].

Les câbles ont été préférés aux barres pleines dans le cas de Saint-Gilles du fait des désordres qui venaient alors d'affecter le pont de Dömitz sur l'Elbe, mettant en évidence la difficulté d'assurer une inspection fiable des suspentes en barres. Les fissures de fatigue dues aux vibrations causées par l'effet conjugué du vent et de la pluie avaient largement réduit la section résistante d'une barre, sans qu'aucun désordre ne soit apparu en surface en raison du trop bon comportement mécanique de la peinture. Seule l'inspection par magnétoscopie a permis sur le pont de Dömitz de révéler et confirmer les désordres qui étaient suspectés.

Des emplacements ont été réservés sur le pont de Saint-



Photo 5 : axe posé à basse température
Source : Jacques Berthelémy (Sétra)



Photo 6 : mise en place d'un axe définitif dans une douille à chapes en pied – Source : Jacques Berthelémy (Sétra)

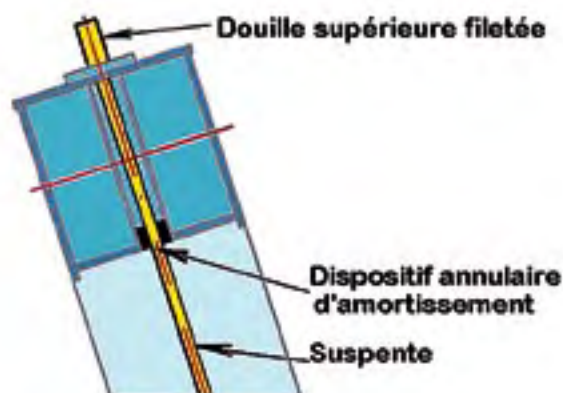


Figure 4 : emplacement possible pour des dispositifs d'amortissement

Gilles pour des dispositifs annulaires d'amortissement (figure 4).

Toutefois, aucune vibration des suspentes n'a été observée, ni directement causée par le vent, ni causée par un filet d'eau mis en oscillation par le vent le long de la suspenste.

Des câbles clos ont donc été retenus pour le pont de Saint-Gilles et, par précaution, des marquages à la peinture au pied des suspentes permettront de dépister très tôt tout déplacement relatif éventuel des fils extérieurs les uns par rapport aux autres (figure 5).

La rupture d'un fil extérieur provoquerait de toute façon un effilochement très spectaculaire, qui ne saurait passer inaperçu, comme pourrait le faire une fissure dans une barre.

Malgré ces avantages, les câbles sont trop coûteux pour un petit ouvrage. Puisqu'un réglage n'est pas nécessaire, comme on l'a vu dans le Bulletin ouvrages d'art n°51 [6], des solutions soudées plus économiques peuvent être recherchées.

Il existait avant le projet du Roboul quelques exemples de ponts à suspentes en plats soudés, comme le pont de Wittenberg sur l'Elbe décrit dans [4], d'une portée de 148 mètres, un projet du bureau d'étude Victor Schmitt. La photo 7 montre le pied d'une suspenste préparé pour un réglage sous le poids de la charpente métallique seule avant soudage.

Des recommandations figuraient par ailleurs dans l'eurocode concernant les suspentes en barres.

Cependant, une morphologie originale des suspentes destinée à faciliter la réalisation pratique de suspentes soudées a été imaginée et mise en œuvre pour le pont du Roboul. Elle permet la même simplicité de réalisation par soudage que les barres, sans présenter en phase ultérieure de service, la difficulté d'inspection pour la recherche de fissures éventuelles.



Figure 5 : câbles clos : marquages à la peinture au pied des suspentes



Photo 7 : pied d'une suspenste du pont de Wittenberg
Source : Jacques Berthelémy (Sétra)

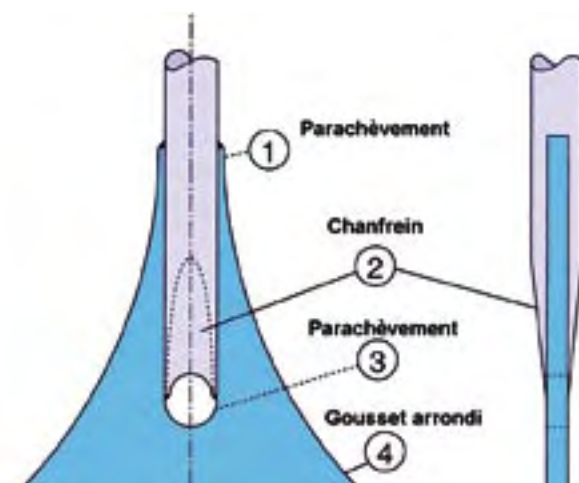


Figure 6 : schéma des dispositions recommandées pour une suspenste en barre

Détails des suspentes innovantes conçues pour le pont du Roboul

Conformément aux recommandations de l'eurocode, les suspentes sont conçues pour être réparées ou changées sans devoir limiter le trafic routier.

Les suspentes rayonnantes reliant le tablier aux arcs sont constituées de simples plats assemblés par soudages. Les deux plats forment une croix en section courante de chaque suspenste. Les raccords bout-à-bout des suspentes sont soudés à pleine pénétration. En revanche, la liaison longitudinale entre les plats le long des suspentes est assurée par de simples cordons d'angle.

Toutes les pièces de raccordement supérieur des suspentes aux arcs sont identiques. Le plat qui constitue la partie supérieure d'une suspenste se prolonge pour constituer un diaphragme du caisson de l'arc. Les distorsions de ces caissons sont ainsi évitées. Les ouvertures prévues dans les diaphragmes ont pour objectif de guider les efforts et d'éviter toute concentration de contrainte au départ de la géométrie en croix de la suspenste (photo 8, figure 8).

À l'ancrage bas, l'autre plat se prolonge pour se raccorder directement par gousset arrondi à l'âme de la poutre de rigidité. Cette pièce traverse la membrure supérieure de la poutre de rigidité par une ouverture qui s'allonge dans le sens longitudinal (photo 9, figure 9).

Autre particularité du pont du Roboul : sa conception parasismique

Le pont du Roboul est localisé dans un des secteurs les plus fortement sismiques de la France. Sa charpente métallique en arc autoancré est naturellement bien adaptée à cette contrainte et les seules dispositions constructives particulières prévues sont des systèmes de blocages destinés à maintenir le pont en position dans le sens longitudinal comme dans le sens transversal.

Le béton de la partie frettée de la butée de blocage est en saillie du chevêtre, il vient presque au contact à environ 50 millimètres de la charpente métallique. De ce fait, il est coulé en place après le montage du pont pour éviter toute imprécision d'implantation (photo 10).



Photo 8 : points supérieurs d'attache des suspentes
Source : Jacques Berthelémy (Sétra)



Photo 9 : partie basse d'une suspenste – Source : Jacques Berthelémy (Sétra)

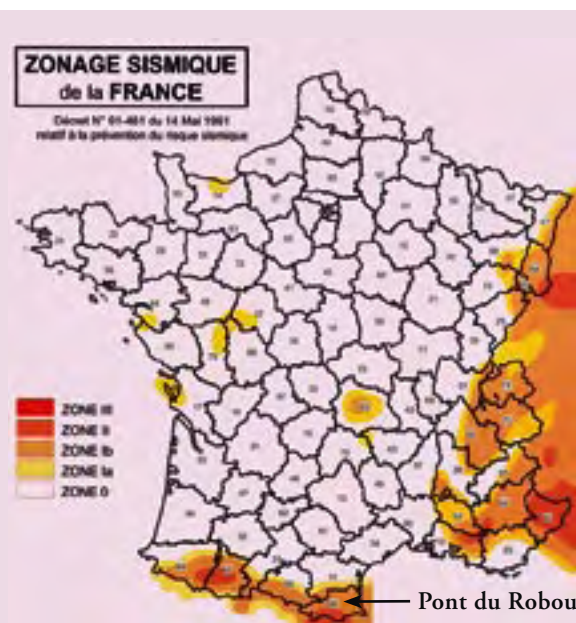


Figure 7 : situation en zone sismique

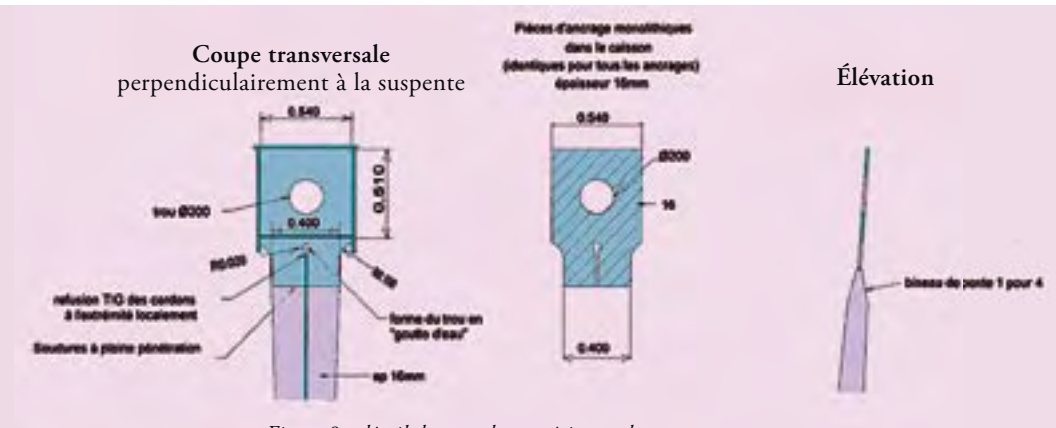


Figure 8 : détail des attaches supérieures des suspentes

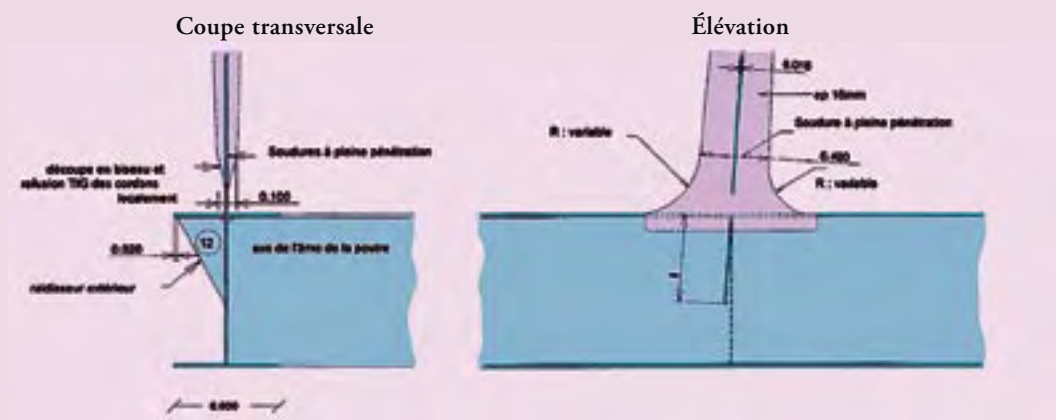


Figure 9 : détail des attaches basses des suspentes.



Photo 10 : ferrailage de la culée au droit de la butée anti-sismique
Source : Jacques Berthelémy (Sétra)

Fabrication

La fabrication en usine s'est achevée par des présentations à blanc des différents éléments. La première tentative de présentation à blanc en atelier des noeuds d'about a été totalement couronnée de succès.

Sur chantier, le montage de la structure d'acier a pu s'organiser simplement en quelques semaines durant la période sèche du Roboul. La raideur de la poutre de rigidité était suffisante pour éviter tout appui intermédiaire au sol. La pose des arcs s'est faite en utilisant des palées intermédiaires posées sur la charpente, de sorte que la structure entièrement en métal ainsi formée était libre de se dilater sans que cela gêne les opérations. Les arcs sont toutefois fixés au sol par des haubans de sécurité (photo 12 b).



Photo 11 : contrôle géométrique par présentation en usine des éléments à blanc pour un about biais (atelier URSSA au Pays-Basque)
Source : Gérard Forquet (Sétra)



Photo 12 a – Source : RAZEL



Photo 12 b : phases successives du montage de la charpente – Source : Jacques Berthelémy (Sétra)

Réalisation de la dalle

La dalle coulée en place en un seul plot n'est par conséquent pas sollicitée sous son propre poids. Le recours à des éléments préfabriqués n'est pas nécessaire pour atteindre cet objectif dans le cas d'un pont de petite portée. Il est facile de justifier qu'une précontrainte longitudinale de la dalle est tout à fait superflue.

Le retrait du béton ne doit cependant pas être négligé : c'est un des principaux facteurs qui introduisent des tractions longitudinales dans le hourdis car ce retrait est évidemment gêné. Par ailleurs le retrait du béton introduit parallèlement des compressions supplémentaires dans les arcs, et la justification des arcs vis-à-vis des instabilités élastiques doit en tenir compte. La stabilité des arcs est ici assurée en grande partie grâce à leur raideur de torsion de Saint-Venant, qui existe bien dans la réalité puisque les caissons diaphragmés sont rendus indéformables.

La chape d'étanchéité est constituée de feuilles préfabriquées adhérentes Paraforix, plus asphalte.

Concevoir en vue d'un entretien ultérieur facile

Avec la couche finale de protection d'anti-corrosion, la structure reçoit ses colorations finales : RAL 3009, 6018 et 7035. La durabilité des nuances choisies est certifiée par l'Association ACQPA, certifiant la qualité de protection d'anti-corrosion.

Le pont du Roboul tient compte aussi dès sa conception des spécifications du nouveau fascicule 56. Un espace suffisant, de 700 millimètres, est ainsi prévu entre l'extrémité de l'ouvrage métallique et le mur garde-grève de la culée.

Il faut en effet faciliter d'une part la visite, mais aussi surtout le décapage et la remise en peinture ultérieure, qui seront à mener dans le respect de règles sanitaires et de protection de l'environnement plus contraignantes que celles qui ont été connues jusqu'à présent.



Photo 13 : bétonnage en place de la dalle sur coffrage général en bois - Source : RAZEL



Photo 14 : espace de 700 mm à l'about de la charpente - À noter la trappe d'entrée pour la visite du caisson d'about
Source : Jacques Berthelémy (Sétra)



Photo 15 : épreuve de l'ouvrage – Source : Gérard Forquet (Sétra)

Charges d'épreuve

La charge d'épreuve est menée avec au maximum 6 camions, de 26 tonnes chacun.

La flèche maximale mesurée à cette occasion n'a été que de 8 millimètres. On a pu la retrouver par le calcul en faisant l'hypothèse que le béton ne fissure pas. Des fissures du béton armé sont cependant apparues, ce qui confirme que la raideur globale apportée par la dalle subsiste malgré l'apparition de quelques fissures.

Ces faibles déformations expliquent pourquoi il est parfaitement possible de concevoir biais un pont en arc autoancré.

La couleur des suspentes, conçues pour être mises en valeur avec le choix de différentes couleurs, semble varier avec le point de vue de l'observateur. Les couleurs définitives ont été retenues par le Conseil Général des Pyrénées Orientales à partir d'une proposition de J.M. Garcia, paysagiste.

Les vendangeurs qui jettent un coup d'œil aux montagnes pyrénéennes, marquent maintenant une pause en apercevant le pont du Roboul.

Conclusion

Le type de pont expérimenté à l'occasion du franchissement du Roboul permet aussi de franchir élégamment et dans des conditions économiques acceptables des voies autoroutières sans appui intermédiaire sur le terre plein central.

Une telle solution améliore la sécurité, tant en phase de chantier qu'en phase d'exploitation et mérite donc d'être envisagée pour de nombreux passages supérieurs.

La coupure de la circulation peut être réduite à une nuit. Dans de nombreux cas, un montage à la grue est possible. On peut aussi utiliser un chariot empruntant la chaussée pour assurer le lancement dans les conditions statiques des appuis définitifs. Dans ce cas, la forme des piles-culées doit s'adapter pour permettre aux chariots de se garer entre les colonnes d'appui comme le montre le schéma cinématique ci-dessous ■

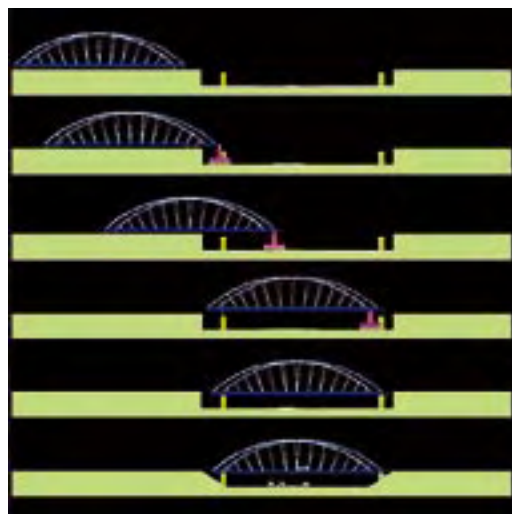


Figure 10 : cinématique du lancement au-dessus d'une autoroute vue en élévation perpendiculairement au pont



Photo 16 : vue du pont depuis la vigne voisine – Source : Gérard Forquet (Sétra)

Éléments clés

Conception : Sétra

Réalisation :

- Mandataire : RAZEL (France)
- Charpentier métallique : URSSA (Espagne - Vitoria-Gasteiz)

Principales quantités :

- Longueur totale : 32 m (en une seule travée)
- Largeur du tablier : 10,60 m de chaussée
- Hauteur des arcs : 6,05 m
- Quantité d'acier : 95 000 kg
- Quantité de béton : 167 m³
- Aciers de béton armé : 27 000 kg

Coût total : 2 500 €/m² y compris - la démolition de l'ancien pont et les appuis - la TVA



Figure 11 : vue en plan correspondant à l'exemple de la figure 10

Références bibliographiques

[1] Berthelley, J. : Projet de reconstruction du Pont de Saint-Gilles sur le Petit Rhône. Bulletin Ouvrages d'art n° 25 - Sétra - novembre 1996.

[2] Berthelley, J. : Rebuilding the Saint Gilles bridge over the river Rhône. ARCH' 2001 (Paris, septembre 2001).

[3] Berthelley, J. : Composite construction, innovative solutions for road bridges. Puentes mixtos, Composite bridges 3rd international meeting (Madrid - janvier 2001).

[4] Casper, J. : Elbe-tied arch bridge at Wittenberg ARCH' 2001 (Paris, septembre 2001).

[5] Berthelley, J. ; Panabière, M. ; Arredondo-Ormozabal, P. ; Derais, J.F. : Roboul tied arch bridge. Munich, Germany 29.8. - 1. 9. 2005 (6th - Japanese-German Bridge Symposium).

[6] Berthelley, J. : Techniques des arcs autoancrés : réglage des suspentes sur chantier. Bulletin Ouvrages d'art n° 51 - Sétra - mars 2006.

Crédit schémas : établis avec le concours d'Alain Recurt

Renforcement du pont de Gagnac

Richard Fournier, Michel Boy

Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage concerné, patrimoine du conseil général de Haute Garonne, se situe sur la commune de Gagnac et permet à la RD 63 de franchir la Garonne.

Construit en 1963, il s'agit d'un VIPP (viaduc à poutres précontraintes à travées indépendantes) de 181,50 mètres constitué de 5 travées (de 38,00 mètres en moyenne) comportant 3 poutres chacune.

Le tablier, de 8 mètres de large (6 mètres de chaussée et 2 trottoirs d'un mètre), repose donc sur 3 poutres de 1,90 mètres de hauteur, espacées transversalement de 2,90 mètres. Le hourdis, d'une épaisseur de 0,16 à 0,20 mètres est précontraint transversalement, et chaque travée comporte 4 entretoises (1 entretoise sur chaque appui et 2 entretoises intermédiaires).

La précontrainte longitudinale est constituée de 10 câbles de type CO2 par poutre.



Photo 1 : vue d'ensemble – Source : CDOA

Historique des interventions

Cet ouvrage, au-delà de la surveillance régulière, a fait l'objet de nombreuses investigations depuis une quinzaine d'années.

Soumis à des inspections détaillées tous les 3 ans, quelques désordres (en particulier fissurations des âmes) avaient attiré l'attention.

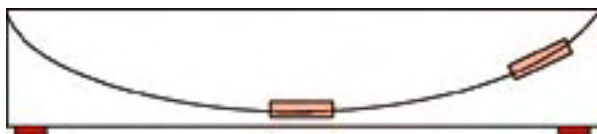
Par suite, et compte tenu des problèmes d'injection de la précontrainte rencontrés sur ce type d'ouvrage, une campagne de contrôle des injections de gaine par gammagraphie a été menée en 1990. Celle-ci a mis en évidence de nombreux défauts d'injection des gaines protégeant les câbles de précontrainte, (statistiquement, 77 % des gaines seraient concernées).

La réalisation de fenêtres en 1993, a permis de confirmer la présence de vides et d'eau dans les gaines, et même un début de corrosion de câble.

Des essais de chargement ont alors été réalisés pour vérifier que l'ouvrage était toujours conforme à son utilisation. Les mesures des déformées et des contraintes ont montré un comportement normal vis-à-vis du trafic habituel de service.

Les recalculs de l'ouvrage réalisés en 1994, à l'aide du programme VIPP du Sétra, ont fait apparaître un déficit de capacité portante de l'ouvrage de l'ordre de 25 % des surcharges réglementaires en vigueur, à la fois en flexion et vis-à-vis de la résistance au cisaillement (par comparaison aux règles BPEL) ; résultats aggravés par l'insuffisance d'armatures passives (liés aux instructions de l'époque définissant les règles de calculs justificatives des structures précontraintes), et donnés sous réserve de la tension résiduelle dans la précontrainte en place.

En 1998, cette inconnue a été levée par des essais à l'arbalète sur 2 poutres (une poutre de rive et une poutre centrale), à partir de fenêtres à mi-portée et près de l'about (au total 8 mesures effectuées sur des câbles différents). Les résultats, reportés dans le tableau ci-dessous, plutôt favorables en travée, aggravent les conclusions aux abouts de poutres en ce qui concerne la résistance au cisaillement, puisque les mesures ont



	A mi-portée	Près de l'about
Tension moyenne mesurée	F = 65 tonnes	F = 50 tonnes
Tension théorique selon calculs	F = 60 tonnes	F = 57 tonnes
Variations	+ 8 %	- 12 %

montré une perte de tension supplémentaire de 10 % environ dans les zones de relevage des câbles.

Ce dernier point a conduit à considérer que les risques ne pouvaient plus être négligés vis-à-vis de la sécurité des usagers.

Risque présenté par l'ouvrage

Il y a lieu de mentionner, que le pont de Gagnac est de la même génération que le pont de Foix et construit avec les mêmes types de précontrainte et d'insuffisance en armatures passives. Les ruptures de fils enregistrées par l'instrumentation mise en place sur cet ouvrage ont entraîné la décision de fermeture de l'ouvrage puis sa démolition.

Si les dernières mesures réalisées sur les câbles de précontrainte ont rassuré vis-à-vis de la résistance en flexion, les risques d'une rupture par cisaillement près des appuis ont été aggravés. Sur des poutres précontraintes (utilisées pour des tabliers type VIPP), on peut effectivement distinguer deux types de rupture :

- une rupture par flexion en travée : ce type de rupture a un comportement « ductile ».
- la rupture par cisaillement près d'un appui, qui a un comportement « fragile ».

On peut simplifier ces deux types de rupture suivant les schémas suivants :

Rupture « ductile »

- Apparition de fissures par mise en traction de l'intrados des poutres : ces fissures sont « vivantes » : elles s'ouvrent et se ferment lors des mises en charge.
- L'ouverture des fissures s'accroît avec la diminution de résistance en flexion de la structure.
- Les déformations de la structure deviennent de plus en plus grandes : la rupture est donc précédée par un comportement visible.

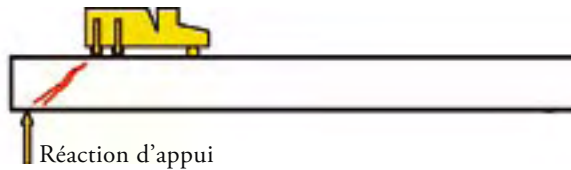


Nota :

La présence de fissures affecte peu la capacité en flexion de la structure, celle-ci étant liée à la présence des armatures en intrados, et non de la résistance en traction du béton du talon.

La rupture peut théoriquement survenir par excès de compression du béton de l'extrados ou par surtension dans les armatures.

Rupture « fragile »



- Une rupture fragile est caractérisée par l'absence de déformation plastique.
- La fissure (ou fracture) se produit lors du dépassement de la capacité de résistance de la structure vis-à-vis des efforts de cisaillement.
- La rupture est brutale (avec report des efforts sur les poutres voisines dans le cas d'un tablier comme celui de Gagnac) et n'est précédée d'aucun signe annonciateur perceptible.
- La fissure (ou fracture) qui se produit ne se referme pas (il n'y a pas de remise en compression de la zone fissurée), et réduit instantanément la résistance au cisaillement de la poutre concernée.

★ Le risque de rupture « fragile » qui affecte les poutres du pont de Gagnac est d'autant plus à prendre en considération qu'il est imprévisible et irréversible. N'étant pas précédé de déformations visibles permettant d'alerter le gestionnaire, au contraire de la rupture ductile, il ne peut être géré par des mesures d'exploitation (limitation, fermeture).

Options sur le devenir de l'ouvrage

En 1998, un comité technique chargé d'éclairer et faire des propositions au maître d'ouvrage a été mis en place. Il regroupait un représentant du maître d'ouvrage (conseil général), son maître d'œuvre (CDOA), des spécialistes du réseau technique (LRPC et DOA du CETE de Bordeaux) et un bureau d'études privé (Arcadis ESG).

La gravité des défauts constatés lors des investigations (précontrainte insuffisante, défaut d'injection généralisé), le sous dimensionnement de la structure vis-à-vis de la résistance au cisaillement mis en évidence par les calculs et les inconnues sur l'état actuel de la précontrainte et son évolution dans le temps n'ont pas permis d'envisager de restituer à la structure une résistance compatible avec les règlements actuels.

Le comité technique s'est alors trouvé confronté à plusieurs options concernant le devenir de l'ouvrage :

- la mise sous surveillance ;
- le renforcement de l'ouvrage ;
- la démolition/reconstruction du tablier.

La première solution, mise en œuvre sur le VIPP de Foix, consistant en un système d'écoute des ruptures de fils, posait de nombreux problèmes :

- peu de garantie de fiabilité du dispositif ;
- un coût du système de surveillance, fonctionnant en permanence, **très important**, d'autant que l'ouvrage possède 15 poutres soit 30 abouts à surveiller (contre 5 poutres soit 10 abouts pour le pont de Foix) ;
- une nécessaire limitation des charges sur l'ouvrage pour respecter la sécurité des usagers ;
- une règle de conduite à se fixer pour fermer définitivement le pont au-delà d'un nombre de ruptures détectées, alors même que l'état initial des câbles reste inconnu.

La troisième solution nécessitant la fermeture de l'itinéraire pendant de nombreux mois n'était pas envisageable compte tenu du franchissement stratégique de la Garonne que constitue l'ouvrage.

A noter qu'à moyen terme, la construction programmée d'ouvrages, en amont et aval, rendra cette option envisageable.

L'option qui s'est alors imposée a été la « mise en sécurité » de l'ouvrage. L'objectif étant, par une solution technique à définir, de permettre l'exploitation de l'ouvrage en conservant un niveau de sécurité compatible avec les charges qu'il supporte. Ces travaux étant à considérer comme une solution d'attente, permettant de prolonger l'utilisation de l'ouvrage, dans l'optique de son remplacement à moyenne échéance.

Niveau de protection recherché

L'Objectif souhaité concernant le pont de Gagnac était donc de donner au tablier une sécurité vis-à-vis de la rupture par cisaillement.

L'analyse montre que le risque de désordre ferait suite à la rupture d'un certain nombre de fils sur un même toron qu'ils constituent en provoquant des sur-tensions locales pouvant conduire à la rupture du toron.

Le phénomène est le même avec les torons qui constituent un câble. On peut donc imaginer un enchaînement de ruptures pouvant conduire jusqu'à la rupture d'un câble.

★ La fragilité de la structure mise en évidence par les expertises conduit à craindre qu'un tel événement soit susceptible d'entraîner la rupture de la structure.

Les travaux doivent pouvoir garantir qu'en cas d'un désordre de cette importance sur une poutre, la sécurité des usagers circulant sur l'ouvrage reste préservée. En même temps il est souhaitable qu'un tel affaiblissement de la résistance de la structure produise des effets visibles qui préviennent le Maître d'Ouvrage et lui permettent de prendre les décisions nécessaires.

La rupture serait ainsi précédée par un comportement d'alerte permettant de couper la circulation en assurant la sécurité des usagers.

Au stade de l'avant-projet, 4 techniques de renforcement ont été analysées et comparées : elles sont résumées rapidement ci-après.

Différentes solutions étudiées

Précontrainte additionnelle

L'ouvrage étant précontraint une solution logique est de le renforcer par une précontrainte additionnelle, ancrée au plus près des appuis pour être efficace vis-à-vis de l'effort tranchant.

Avantages

- On conserve un fonctionnement de structure précontrainte.
- L'inclinaison de la précontrainte de renfort vient en déduction de l'effort tranchant, et augmente directement la capacité portante de la structure.

Inconvénients

- L'inconnue sur l'état actuel de la précontrainte résiduelle conduit à prendre des marges de sécurité vis-à-vis du dimensionnement de la précontrainte de renfort.
- De nombreux percements dans les âmes seront nécessaires pour fixer les massifs d'ancrage et déviateurs. Donc un affaiblissement de la structure au niveau des âmes, et obligation d'entreprendre une campagne de gammagraphie générale.
- Difficulté (voire impossibilité) d'ancrer la précontrainte de renfort au-delà de l'appareil d'appui pour assurer la couture de la bielle d'about.
- Ce type de renforcement améliore la capacité de résistance au cisaillement, mais risque de masquer un comportement d'alerte en cas de désordre au niveau de la précontrainte existante.

Béton projeté

Principe : on compense la déficience en armatures passives par des barres verticales scellées. Celles-ci sont scellées dans le talon des poutres et le hourdis supérieur. Le béton projeté joue à la fois le rôle de protection des armatures scellées et de renforcement par épaissement des âmes.

Avantages

- Une mise en œuvre plus facile que la précontrainte additionnelle.
- Les travaux peuvent se limiter à la zone près des appuis qu'il faut renforcer.
- C'est une solution passive, sans introduction d'effort supplémentaire dans la structure.

Inconvénients

- On rajoute le poids du béton projeté.
- Nombreux scellements à réaliser (avec risques de conflits avec la précontrainte existante).
- Une question, avec des interrogations, concernant la fiabilité des scellements en particulier dans le talon déjà soumis à des contraintes de traction en flexion longitudinale, ainsi que leur comportement en cas de rupture brutale.
- Problème de l'about des poutres non résolu par cette technique seule (équilibre de la réaction d'appui).

Plats métalliques

C'est une technique que l'on a utilisée il y a quelques années, consistant à disposer des plats métalliques collés ou bridés transversalement.

Avantages

- Le premier avantage est le comportement ductile de l'acier.
- Possibilité de traiter la zone d'appui avec des plats collés sous le talon.
- C'est une solution passive, sans introduction d'effort supplémentaire dans la structure.

Inconvénients

- Difficultés des travaux préparatoires nécessitant de nombreux percements dans les âmes.
- Difficultés de manutention et mise en œuvre des plats métalliques.
- Fiabilité du bridage transversal sur des épaisseurs très faibles.
- Enfin le problème de la protection et entretien dans le temps.

Matériaux composites

Dernière solution étudiée correspondant à une technique récente : le renforcement au moyen de bandes en matériaux composites.

Avantages

- Une mise en œuvre très facile et travaux limités aux zones à renforcer.
- Permet de reprendre les efforts locaux sur appuis (équilibre de la réaction d'appui).
- L'avantage déterminant par rapport à toutes les autres solutions est de ne pas être agressive vis-à-vis de la structure existante : c'est-à-dire aucun percement ou scellement, ce qui est important dans une structure qui présente déjà un certain nombre de déficiences.

Ce type de renforcement améliore immédiatement la résistance au cisaillement de la poutre, mais on peut considérer qu'il ne sera mobilisé totalement qu'après apparition de fissures dans la poutre qui provoque la mise en charge des bandes collées. On peut admettre dans ces conditions que les désordres seront partiellement visibles et qu'on obtient ainsi un comportement d'alerte sur l'affaiblissement de la poutre.

Inconvénients

- Les matériaux composites sont de plus en plus utilisés, mais il s'agit encore sur des poutres de pont en I de travaux relativement « innovants » (un seul exemple à notre connaissance qui était le renforcement provisoire des ouvrages de franchissement de la Drome par l'autoroute A7 près de Valence).
- Peu de recul vis-à-vis du comportement dans le temps.

Dimensionnement de la solution retenue

Le Conseil Général de la Haute Garonne, après avis du comité technique, a conclu que cette dernière solution paraissait la mieux adaptée au contexte du pont de Gagnac.

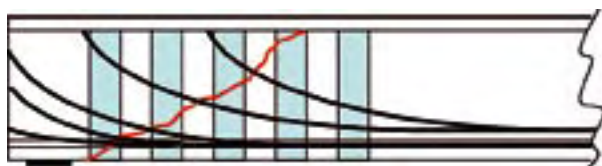


Figure 1

Hypothèses de dimensionnement adoptées

- Prise en compte des charges permanentes actuelles sans majoration.
- Surcharges routières correspondant aux camions Bc (justifiées par l'intensité du trafic PL sur l'ouvrage).
- Précontrainte résiduelle sur la base des mesures effectuées.

Le renforcement a été dimensionné afin de compenser le manque de résistance de la structure dans l'hypothèse de la rupture d'un câble, (pour ce dernier point il a été fait un calcul enveloppe dans les sections (environ tous les 2 mètres) en considérant chaque fois la rupture du câble le plus défavorable suivant l'effet recherché).

Les « **Recommandations provisoires AFGC** » publiées en décembre 2003 ont été adoptées pour valider les calculs. Elles ont d'ailleurs été rendues contractuelles au niveau du DCE.

Reprise de l'effort tranchant (renforcement des âmes)

Le principe est de coudre verticalement le long de la fissure potentielle (figure 1).

A titre indicatif la valeur d'effort tranchant à reprendre par les bandes de matériaux composites verticales correspondait, avec les hypothèses adoptées, à 50 % à 60 % de l'effort tranchant total selon que l'on considère les poutres de rive ou les poutres centrales, plus sollicitées.

Longueur d'application : au delà du $\frac{1}{4}$ de la travée les contraintes tangentes dans les âmes en cas de rupture d'un câble deviennent « acceptables » ($\sim 2,0$ à $2,5$ MPa à l'ELS). Cela correspond à une longueur d'environ 9,00 mètres à partir de l'axe d'appui.

Reprise de la bielle d'appui

La décomposition de la réaction d'appui, par des bielles inclinées dans l'âme des poutres amène une composante horizontale au droit de l'appui lui-même qui se traduit par un effort de traction au niveau du talon de la poutre (figure 2).

En cas de déficience d'un des deux câbles inférieurs existants, ancrés à l'about des poutres et qui équilibrent

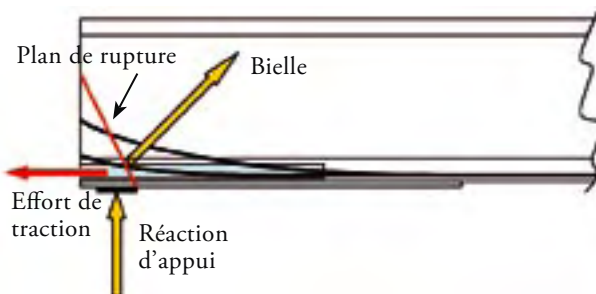


Figure 2

actuellement cet effort, le talon de la poutre peut être soumis à des tractions importantes susceptibles de provoquer des amorces de rupture.

Les bandes horizontales disposées doivent être ancrées au droit de l'appareil d'appui. Il est souhaitable que ces lamelles règnent sur toute la longueur où l'influence de la rupture d'un câble peut avoir des effets dans le talon.

Ces bandes horizontales jouent un rôle important dans la résistance à la rupture : les exemples montrent que les fissures par cisaillement s'amorcent dans le talon et qu'elles ne se produisent pas forcément tout près de l'appui (le cas évoqué dans le bulletin ouvrages d'art N°13 de novembre 92 dans « incident sur un VIPP » décrit une fracture située à 3,50 mètres de l'appui).

Dans le cas du pont de Gagnac, les bandes ont été disposées sur une longueur voisine de 8,00 mètres avec une dégressivité de l'effort à reprendre.

Sur appui, l'effort de traction est voisin de 70 % de la réaction, et la part à reprendre par les lamelles de matériau composite voisin de 50 % de cet effort en cas de rupture d'un des deux câbles. (soit de l'ordre de grandeur de l'effort résiduel dans un câble ~ 55 tonnes).

Variété des procédés

L'annexe 2 du guide de l'AFGC présente un certain nombre de fiches techniques, correspondant à des procédés d'entreprises à base de matériaux composites.

Les produits présentés ont des formes (tissus, lamelles, plats), modules d'élasticité et épaisseurs diverses.

De fait, pour obtenir un renforcement donné, les matériaux seront plus ou moins adaptés en fonction de la zone à renforcer : les plats et lamelles étant parfaitement adaptés au renforcement du talon des poutres mais moins intéressants que les produits « souples » du type tissu pour les renforcements des âmes.

Et les quantités à mettre en œuvre seront variables d'un produit à l'autre compte tenu des caractéristiques et performances différentes des produits entre eux.

Il faut signaler enfin, que ces produits « nouveaux » évoluent rapidement en ce qui concerne leurs caractéristiques de résistance puisque, lors des remises d'offres, certains d'entre eux annonçaient des performances meilleures que celles indiquées dans le guide pourtant récent.

Données de l'Appel d'Offres

Un des soucis de l'appel d'offre était de ne pas limiter la concurrence par un choix de procédé trop fermé.

Sur la base des recalculs réalisés avant le lancement de l'appel d'offre, ont été pré-définies les valeurs des renforcements nécessaires pour atteindre les objectifs du marché.

Les efforts à reprendre ont été décrits dans le CCTP en précisant le renforcement vertical des âmes et le renforcement longitudinal des talons des poutres, les linéaires concernés, tout en distinguant les poutres de rive et les poutres centrales,

Le même souci d'ouverture à un maximum de concurrence, s'est traduit dans le bordereau des prix par une rémunération forfaitaire des renforcements d'about de poutre (distinguant poutre de rive et poutre centrale, renforcement de talon et d'âme) ; rendant ainsi indépendant du choix du matériau le quantitatif du détail estimatif.

Ces choix rédactionnels, ont permis des réponses variées, tant en terme de matériaux que de « calepinage » associé.

La contrepartie de cette liberté de réponse était, pour les entreprises, la fourniture des justificatifs (note de calcul) des dispositifs qu'elle se proposait de mettre en œuvre pour répondre à ces exigences.

Pour le maître d'œuvre, la conséquence de cette ouverture technique a été la nécessité de réaliser une analyse poussée des offres, en conformité avec l'importance donnée au critère valeur technique (pondéré à 80 % dans ce cas), avec vérification et comparaison de toutes les notes de calculs et procédés utilisés.

Dans le cas présent, 5 offres ont été reçues, utilisant des tissus (de modules et épaisseurs variables), lamelles ou plats en fibres de carbone.

A l'issue de l'analyse des offres, c'est une solution de renforcement à base de Tissu de Fibres de Carbone tant pour les âmes que les talons qui a été retenue. En l'occurrence le procédé TFC de Freyssinet.

Chantier

Données générales

Le chantier comportait d'autres prestations délicates, mais non spécifiques à ce type de renforcement.

Ainsi, les renforcements d'about de poutre, devant être exécutés au-delà des appuis pour assurer l'ancrage du TFC, ont nécessité le vérinage et la dépose des appareils d'appui. Leur remplacement a été un effet induit des travaux (photo 2).

Enfin, le chantier nécessitait la mise en œuvre d'échafaudages de grande importance et permettant un accès maximum aux faces des poutres à renforcer. Le choix par l'entreprise d'un échafaudage mobile a sur ce point permis un gain de temps important.

On notera comme contrainte du chantier, liée à la faible largeur de tablier et la réservation d'emprises pour le chantier et les échafaudages, la mise en alternat de la circulation pendant toute la durée des travaux (et même quelques fermetures totales de nuit lors des phases de vérinage).

Ce point a d'ailleurs été complété par une interdiction de la circulation poids lourds (hors secours et transports en commun), nous garantissant par suite une limitation des vibrations de l'ouvrage, afin de ne pas nuire à l'adhérence du matériau composite lors de la polymérisation des résines.

Les tests préalables

Avant mise en œuvre du tissu de fibres de carbone, des essais d'arrachement ont été réalisés conformément à la norme NF P 18-852. Des essais sur le béton des poutres pour s'assurer de la bonne tenue de la peau du béton qui assurera la transmission des efforts au matériau composite, et aussi des essais d'arrachement de pastilles d'une planche test pour s'assurer de l'adhérence du complexe sur le béton (photo 3). Un essai a d'ailleurs été reproduit à chaque changement de lot de résine, en tant qu'essai de convenance. Dans tous les cas, la barre des 2 Mpa souhaitée a été dépassée.

La préparation du support

La bonne qualité générale du béton a permis globalement de ne pas recourir à des prestations de ragréage prévues au marché.

Cependant, pour garantir une adhérence optimale du complexe au béton des poutres, un sablage léger des zones à traiter a été réalisé.

Dans le même but, il a été procédé au reprofilage des angles rentrants, en résine additionnée de sable, et au meulage des arêtes des talons de poutre.



Photo 2 : renforcement appuis – Source : Freyssinet

Les conditions de mise en œuvre

La mise en œuvre du tissu nécessite une vérification préalable des températures ambiantes et du support (pour la résine employée elles devaient être supérieures à 5°C, sans dépasser 35°C) mais aussi une comparaison entre la température du support et le point de rosée de l'air ambiant (support > rosée+3°), comme avant une mise en peinture. De fait, l'humidité liée au surplomb de la Garonne a parfois nécessité de décaler l'activité de pose du tissu en matinée.

La pose du complexe tissu/résine

La pose du complexe peut alors se réaliser, suivant un plan d'implantation précis, très semblable à un plan de ferrailage où les aciers seraient remplacés par des bandes de tissu numérotées en fonction de leur longueur et largeur (les largeurs étant imposées par des standards de fabrication). La découpe à bonne longueur des bandes et leur numérotation se déroulant au préalable.

Après application d'une couche de résine, la bande de tissu est positionnée puis marouflée. Une deuxième couche de résine de fermeture est alors appliquée, puis « serrée » pour évacuer l'éventuel excès de résine.



Photo 3 : essai d'arrachement – Source : Freyssinet



Photos 4 et 5 : préparation (reprofilage + meulage) – Source : Freyssinet

Suivant les zones à renforcer, plusieurs bandes se superposent, se chevauchent, se croisent.

On peut remarquer, au niveau des goussets supérieurs, le recouvrement de la bande principale par des bandes en renfort qui assurent son ancrage (photo 6).

La souplesse du matériau employé permet les maillages de bandes et l'adaptation aux déformations de profil des poutres.

Délai de réalisation

Programmé pour une durée de 6 mois de travaux, le chantier s'est finalement déroulé sur 4 mois.

Le gain de 2 mois sur le délai des travaux a été permis par le choix d'un échafaudage mobile, ayant permis un accès facile à l'ensemble des zones de travail et évité de longues phases de montage et démontage d'échafaudages au droit des 4 piles, l'efficacité de l'entreprise et le caractère assez répétitif des interventions permettant leur optimisation.

Conclusion

Au final, le chantier a permis en 4 mois de travaux, en conservant une circulation piétonne et VL alternée, de



redonner à l'ouvrage un niveau de sécurité compatible avec son usage. Le coût total des travaux ayant été de 530 000 € TTC. Soit environ 35 000 € TTC par poutre.

L'intérêt du procédé retenu est d'une part sa facilité de mise en œuvre, et d'autre part l'exploitation de l'ouvrage « jusqu'au bout » de sa capacité.

De fait, le complexe tissu/résine ne sera entièrement mobilisé qu'après sa mise en tension par déformation des poutres et apparition de fissures d'effort tranchant, susceptibles de se produire après la rupture d'un câble.

La méconnaissance de l'état exact de l'ouvrage (tension résiduelle, fils rompus, ...) n'empêche donc pas son niveau normal de service jusqu'à l'apparition des désordres.

Cependant, et c'est la limite de l'intervention réalisée, dès lors que les désordres dans la structure auront entraîné la sollicitation du matériau composite, le pont devra être fermé. L'échéance de cet événement, voire son occurrence, restant inconnu.

Conscient de ce fait, le conseil général, maître d'ouvrage de l'opération, accélère son projet de réalisation d'un autre franchissement de la Garonne, à une dizaine de kilomètres de là ■



Photo 6 et 7 : pose du TFC en cours + poutre terminée – Source : Freyssinet



Eurocodes

Vérification à la fatigue des ouvrages en béton - Méthode simplifiée

Fernando Dias

Introduction

L'Eurocode 2 introduit une notion nouvelle : la vérification des sections en béton armé ou précontraint à la fatigue.

Dans le précédent numéro du bulletin « Ouvrages d'Art » [1], la méthode générale de vérification des armatures vis-à-vis de la fatigue a fait l'objet d'un article.

Cette méthode générale nécessite l'application de modèles de charges de fatigue LMF4 ou LMF5. Le modèle LMF5, le plus général, utilise des données du trafic réel. Le modèle LMF4, le plus simple d'utilisation, est constitué d'un ensemble de 5 camions standards produisant des effets équivalents à ceux d'un trafic typique des routes européennes.

La vérification générale avec le modèle LMF4 n'est valable que lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée. Elle est donc applicable aux ouvrages de dimensions faibles ou moyennes et par conséquent aux ponts types : PICF, PIPO, PSIDA, PSIDP...

L'Eurocode 2 propose également une méthode « équivalente » simplifiée, à partir du modèle de charge de fatigue LMF3 constitué d'un seul camion représentant les effets du trafic, moyennant l'application d'un coefficient d'ajustement.

Ce nouvel article sur la fatigue a pour objet de présenter cette dernière méthode, de montrer comment celle-ci a été calibrée, et de définir un domaine d'utilisation.

Modèle de charge LMF3 - Méthode équivalente

Cette méthode est décrite dans l'article 6.8.5 de l'EN1992-1-1 et l'annexe NN de l'EN1992-2.

Il s'agit ici de vérifier directement la résistance des armatures vis-à-vis de la fatigue, à partir de l'étendue

de contrainte maximale $\Delta\sigma_{s,EC}$, due au passage du seul camion du modèle LMF3. Il suffit donc de déterminer les positions défavorable et favorable du camion sur l'ouvrage, pour obtenir :

$$\sigma_{s,max}, \sigma_{s,min} \text{ et } \Delta\sigma_{s,EC} = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min}$$

Le modèle de charge de fatigue LMF3 décrit dans l'article 4.6.4 de l'EN1991-2 est constitué d'un camion de quatre essieux d'un poids de 120 kN.

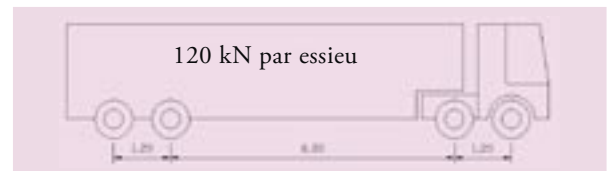


Figure 1 : camion du modèle de charges de fatigue LMF3

L'EN1991-2 prévoit la possibilité d'un second camion pour mieux représenter les efforts du trafic dans les zones sur appuis intermédiaires ; l'annexe nationale doit se prononcer sur ce point, mais l'ensemble de la calibration du LMF3 a été faite avec un modèle à camion unique.

Cette vérification nécessite également la détermination d'un coefficient d'endommagement équivalent λ_s .

Le projeteur obtient ainsi une étendue de variation de contrainte équivalente : $\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{s,EC}$.

La vérification vis-à-vis de la fatigue ramène à l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{s,eq} \leq \frac{\lambda_s \cdot \sigma_{Rsk}}{\gamma_{fat}}$$

La valeur de $\Delta\sigma_{Rsk}$ est donnée par les tableaux 6.3N ou 6.4N de l'EN1992-1-1 (paramètres des courbes S-N)

Calibration du coefficient λ_s

Le coefficient λ_s a été calibré pour que l'endommagement provoqué par un nombre de cycles N^* d'une étendue de variation $\Delta\sigma_{s,equ}$, avec $\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{s,EC}$, soit égal à l'endommagement d'un spectre $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)_i]$ dû à un trafic routier type.

$\Delta\sigma_{s,EC}$ est l'étendue de contrainte maximale due au passage camion du modèle LMF3.

$$(\Delta\sigma_{s,EC} = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min})$$

L'expression générale de l'endommagement est donnée par la relation (bulletin Ouvrages d'art du Sétra n°51) :

$$D_{ed} = \frac{1}{N^*} \cdot \left(\frac{\gamma_{s,ed}}{\Delta\sigma_{s,ed}} \right)^{k_2} \cdot \sum n_i (\Delta\sigma_{s,i})^{k_2}$$

Les valeurs des paramètres $\Delta\sigma_{s,ed}$, N^* et k_2 des courbes S-N sont donnés par les tableaux 6.3N ou 6.4N de l'EN1992-1-1.

En remplaçant le spectre $[(\Delta\sigma_{s,i}; n_i)_i]$ par $(\Delta\sigma_{s,equ}; N^*)$, la relation devient :

$$D_{ed} = \frac{1}{N^*} \cdot \left(\frac{\gamma_{s,ed}}{\Delta\sigma_{s,ed}} \right)^{k_2} \cdot N^* \cdot (\Delta\sigma_{s,equ})^{k_2}$$

La condition vérification $D_{ed} \leq 1$ peut alors s'écrire :

$$\Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{s,ed}}{\gamma_{s,ed}}$$

L'équivalence des endommagements donne la relation :

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \frac{\gamma_{s,ed} \sum n_i (\Delta\sigma_{s,i})^{k_2}}{N^*}$$

Le calcul du coefficient d'endommagement λ_s est obtenu à partir du rapport :

$$\lambda_s = \frac{\Delta\sigma_{s,equ}}{\Delta\sigma_{s,EC}}$$

L'annexe NN de l'EN1992-2 permet de calculer la valeur de λ_s à partir de la détermination de 5 coefficients et de l'expression $\lambda_s = \lambda_{s,1} \times \lambda_{s,2} \times \lambda_{s,3} \times \lambda_{s,4} \times \lambda_{s,5} \times \varphi_{fat}$. Chacun de ces coefficients permet d'ajuster l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_{s,EC}$ du camion LMF3 et d'obtenir une équivalence en fonction de différents paramètres (type de structure, longueur, trafic, durée, nombre de voies lentes ...).

La détermination des coefficients $\lambda_{s,2}$, $\lambda_{s,3}$, $\lambda_{s,4}$, φ_{fat} ne présente pas d'ambiguïté. Dans la suite, ces coefficients sont tous égaux à 1,00. Nous nous intéresserons uniquement à la détermination du coefficient $\lambda_{s,1}$.

Le coefficient $\lambda_{s,1}$ doit permettre la correction de

l'étendue en fonction du type de structure et de l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la « longueur de la ligne d'influence ». La définition du coefficient $\lambda_{s,1}$ obtenu à partir d'abaques en fonction d'une « longueur de ligne d'influence », n'est pas toujours très claire. Dans ces abaques NN.1 et NN.2 de l'EN1992-2, les différentes interprétations possibles de la « longueur de la ligne d'influence » peuvent conduire à des erreurs. Par ailleurs, il convient de définir un domaine d'utilisation de ces abaques. La connaissance de l'origine de ce coefficient peut permettre d'aider les utilisateurs et ce point est développé par la suite.

Calibration du coefficient $\lambda_{s,1}$

Le coefficient $\lambda_{s,1}$ permet la correction de l'étendue en fonction du type de structure et de l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la « longueur de la ligne d'influence ».

La méthode de calibration du coefficient $\lambda_{s,1}$ est décrite dans la référence [2].

Les abaques permettant d'obtenir la valeur de $\lambda_{s,1}$ ont été construits à partir du calcul de variations de moments en flexion longitudinale sur des poutres à une travée ou à 3 travées continues de longueur identique, ainsi que sur des dalles en console ou bi-encastées, en flexion transversale. La variable l représentée sur le schéma est définie comme la « longueur de la ligne d'influence » dans les abaques NN.1 et NN.2.

Sur ces différents ouvrages, au niveau des différentes sections indiquées, sont calculées les variations de moments dues à un modèle de charge représentatif d'un trafic réel typique.

Les corrections vis-à-vis des autres paramètres, volume de trafic, durée de vie... sont prises en compte par les autres coefficients $\lambda_{s,i}$; pour le calcul de $\lambda_{s,1}$, ces paramètres sont donc fixés. Les calculs sont effectués avec un trafic représentatif de celui d'une autoroute avec une proportion importante de poids lourds. Le trafic annuel des poids lourds est $N_{obs} = 2\,000\,000$ véh/an. La durée de vie de l'ouvrage est prise égale à $N_{years} = 100$ ans.

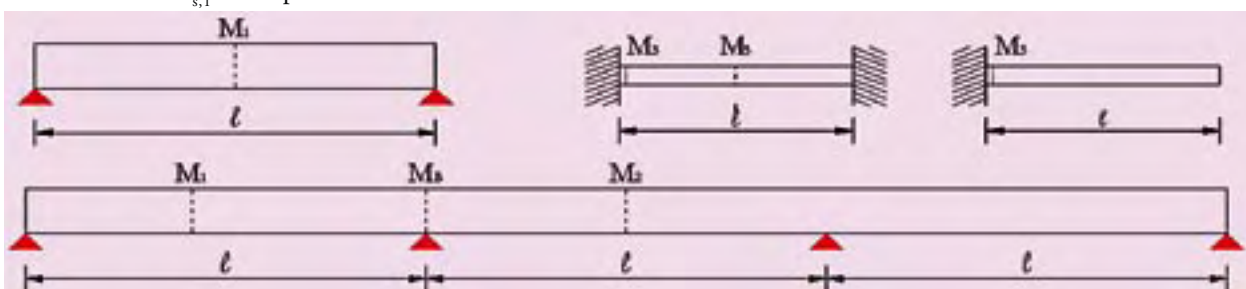


Figure 2 : structures utilisées pour la construction des abaques NN.1 et NN.2 de l'EN1992-1-1

Modèle de charge appliqué

Ce modèle constitué de quatre types de camions a été établi à partir de l'observation du trafic des poids lourds sur l'autoroute A6, à proximité d'Auxerre.

La proportion des différents types de camions dans le trafic poids lourds est indiquée dans le tableau 1.

Pour un même type de camion, le poids des véhicules à vide est variable ainsi que celui de leur chargement. Le tableau 1 indique les poids minimal et maximal observés pour chaque type de camion. La figure 3 montre, pour chaque type de camion, la répartition en fonction du poids.

Le tableau 2 donne la distance entre les axes des essieux. Le tableau 3 indique la répartition des charges sur les essieux selon que le camion est chargé ou pas.

L'ensemble de ces données permet de construire un **modèle complexe composé de 36 types de camions** d'un poids compris entre 22,50 kN et 607,50 kN.

Type camion	Répartition	Poids (kN)	
		min	max
1	23 %	22,5	250
2	1 %	22,5	337,5
3	65 %	112,5	562,5
4	11 %	157,5	607,5

Tableau 1 : répartition des camions du modèle utilisé

entre-axe (en m)	type 1	type 2	type 3	type 4
essieu 1 → 2	3,71	3,78	3,30	4,27
essieu 2 → 3		1,25	4,71	3,36
essieu 3 → 4			1,22	4,12
essieu 4 → 5			1,23	1,25

Tableau 2 : distance entre axes d'essieux

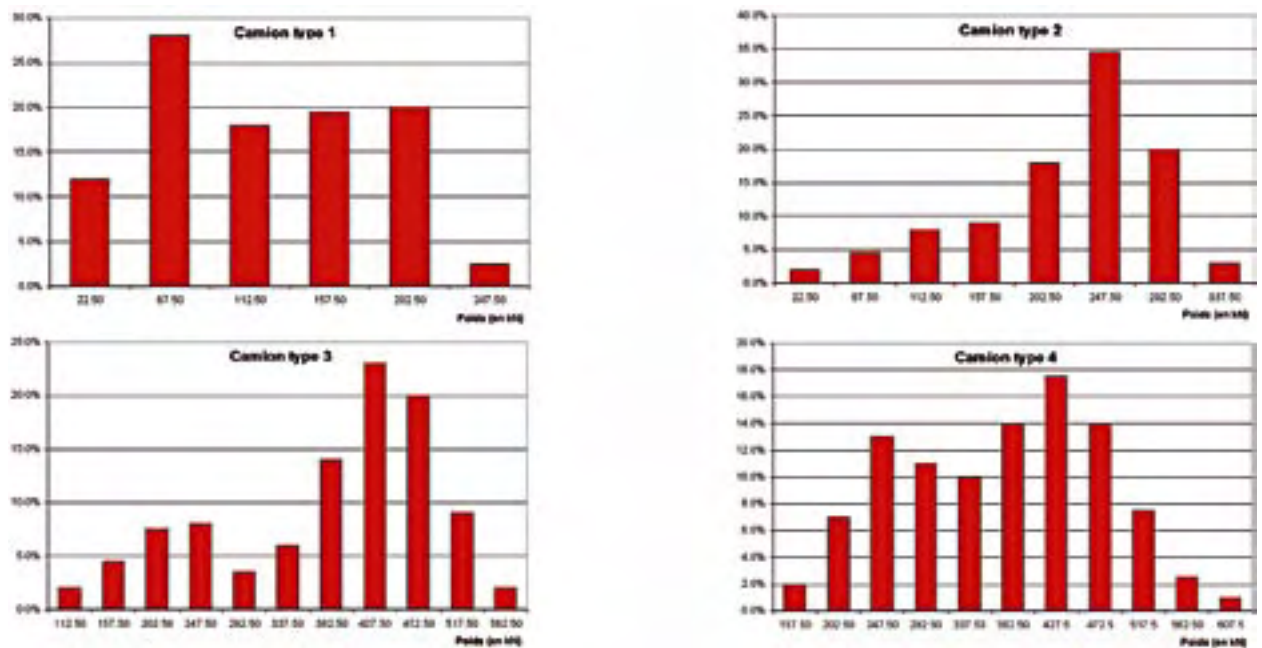


Figure 3 : répartition des camions en fonction de leur poids

Charges sur essieux (en %)	type 1		type 2		type 3		type 4	
	à vide	chargé	A vide	chargé	à vide	chargé	à vide	chargé
essieu 1	50	35	40,5	29,4	30,6	17,1	31,7	18,5
essieu 2	50	65	36,2	42,8	27,5	26,9	31,3	29,1
essieu 3			23,3	27,8	16,2	19,9	13,4	18,9
essieu 4					13,6	19,0	13,7	18,3
essieu 5					12,1	16,7	9,9	15,2
Camion chargé	≥ 157,5 kN		≥ 202,5 kN		≥ 337,5 kN		≥ 382,5 kN	

Tableau 3 : répartition des charges sur les essieux

Calcul du coefficient $\lambda_{s,1}$

Le spectre des variations de contraintes est établi à partir du modèle de trafic « d'Auxerre ».

L'une des hypothèses importantes admises pour la calibration est la **linéarité entre la variation de contrainte des aciers $\Delta\sigma_s$ et la variation du moment ΔM** . Cette hypothèse permet de calculer directement $\lambda_{s,1}$ à partir de l'évaluation de ΔM .

En admettant une relation $\Delta\sigma_s = \alpha \cdot \Delta M$. L'étendue de contrainte équivalente, pour un spectre $[(\Delta\sigma_{si}; n_i)]$, est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \sqrt[2]{\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_{si})^2}{N^2}} = \alpha \cdot \sqrt[2]{\frac{\sum n_i (\Delta M_i)^2}{N^2}}$$

Soit ΔM_{EC} l'étendue maximale de la variation de moment pendant le passage du camion du modèle LMF3 (figure 4). La variation de contrainte relative est égale à $\Delta\sigma_{s,EC} = \alpha \cdot \Delta M_{EC}$. Le coefficient λ_s est alors calculé par la relation :

$$\lambda_s = \frac{\Delta\sigma_{s,eq}}{\Delta\sigma_{s,EC}}$$

soit :

$$\lambda_s = \frac{1}{\sqrt{N}} \cdot \sqrt{\sum n_i (\Delta M_i)^2} \cdot \frac{1}{\Delta M_{EC}}$$

Les étendues de variation ΔM_i sont mesurées à partir des diagrammes de variations de moment dues au passage des camions du modèle utilisé (figure 5). Dans l'application de la méthode générale avec utilisation du modèle LMF4 chaque camion standard parcourt le pont en l'absence de tout autre véhicule. Dans la réalité, la présence simultanée de plusieurs camions modifie les étendues de variation des moments.

Dans le cas d'un convoi de deux camions, la courbe de variation du moment dépend du type des camions mais aussi de la distance d entre les véhicules (figure 5). Lorsque les deux camions sont proches, les effets des charges des essieux de chaque camion peuvent se cumuler. Lorsque la distance entre les deux camions devient importante, le passage de chaque camion produit des effets indépendants.

Dans l'exemple suivant (figure 6), avec deux charges ponctuelles Q circulant avec une inter-distance d sur une poutre isostatique, il est intéressant d'estimer l'étendue de contrainte équivalente $\Delta\sigma_{s,eq}$ en fonction de la distance d , et de la comparer à l'étendue de contrainte équivalente $\Delta\sigma_{s,eq,0}$ pour la même charge circulant seule.

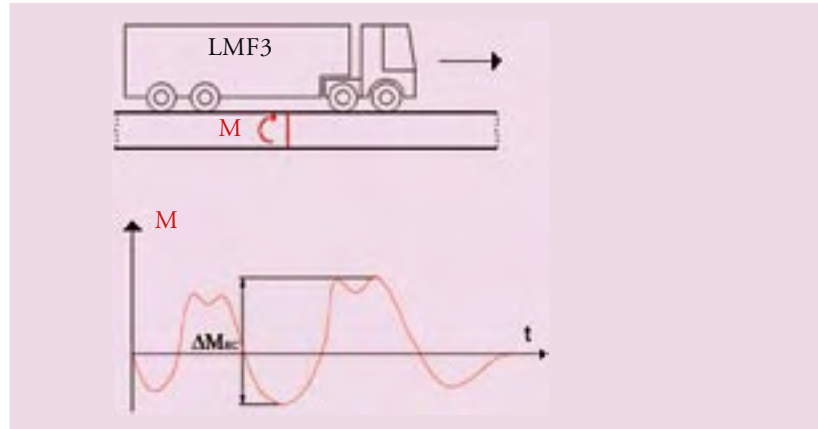


Figure 4 : évaluation de ΔM_{EC}

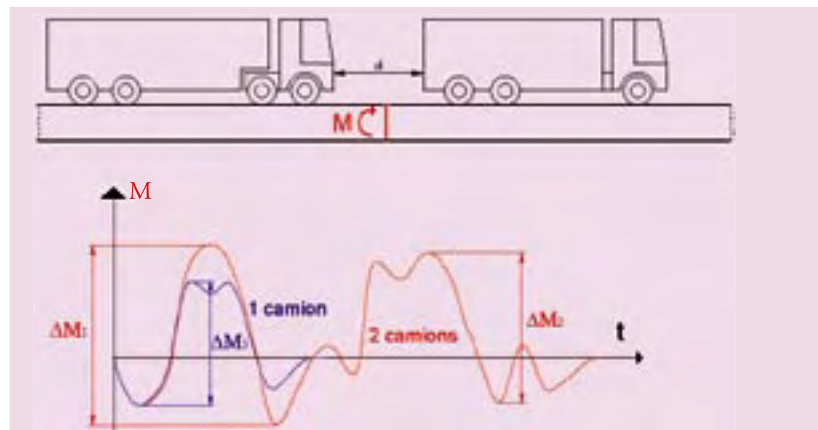


Figure 5 : évaluation des ΔM_i

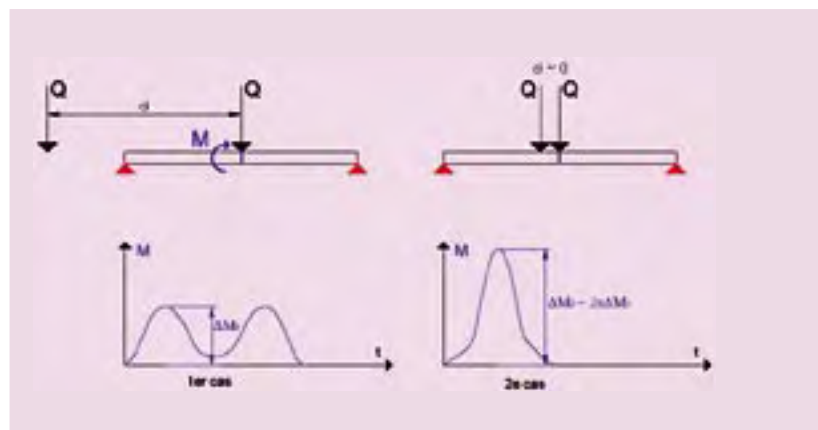


Figure 6 : charges Q sur une poutre isostatique

En admettant l'hypothèse de linéarité entre $\Delta\sigma_s$ et ΔM l'étendue de contrainte équivalente, pour un nombre de passage n du convoi, peut s'écrire sous la forme suivante :

- 1^{er} cas :

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{s,eqv,1} &= C \cdot \sqrt[3]{n \cdot (\Delta M_1)^2 + n \cdot (\Delta M_1)^2} \\ &= \sqrt[3]{2} \cdot \sqrt[3]{n} \cdot C \cdot \Delta M_1 = \sqrt[3]{2} \cdot \Delta\sigma_{s,eqv,i}\end{aligned}$$

- 2^e cas :

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{s,eqv,2} &= C \cdot \sqrt[3]{n \cdot (\Delta M_1)^2} = C \cdot \sqrt[3]{n \cdot (2\Delta M_1)^2} \\ &= 2 \cdot \sqrt[3]{n} \cdot C \cdot \Delta M_1 = 2 \cdot \Delta\sigma_{s,eqv,i}\end{aligned}$$

Dans le premier cas, avec un doublement du nombre de cycles, le rapport $\Delta\sigma_{s,eqv,1}/\Delta\sigma_{s,eqv,0}$ entre les étendues est de l'ordre de 1,10 pour des aciers passifs ou de précontrainte ($k_2 = 7$ ou 9).

Dans le deuxième cas, avec un quasi doublement de l'étendue, ce rapport est proche de 2.

La présence simultanée des camions a donc été prise en compte dans le calcul de l'étendue $\Delta\sigma_{s,eqv}$ et du coefficient $\lambda_{s,1}$. Les calculs des étendues ΔM_i sont établis à partir des courbes de variation de moment due au passage de convois de deux camions du modèle de trafic « d'Auxerre » (36 types de camions). Un convoi est défini par les données ($i ; j ; d$), avec un camion de type i circulant devant, le deuxième camion de type j et d la distance entre les deux véhicules. Le passage de ce convoi donne une courbe de variation de moment et différents cycles d'étendue $\Delta M_{i,j,1}(d)$, $\Delta M_{i,j,2}(d)$, ... $\Delta M_{i,j,k}(d)$.

Le nombre de ces cycles est égal au nombre de convois ($i ; j ; d$). Ce nombre dépend de la proportion p_i et p_j des camions de type i et j et du nombre total de camions. En revanche pour une distance donnée d , il est nécessaire de définir un intervalle Δd pour pouvoir estimer le nombre de camions circulant avec une distance située dans la plage $[d ; d + \Delta d]$. Si Δd est faible, les modifications des courbes de variation du moment et des étendues $\Delta M_{i,j,k}(d)$ sont négligeables lorsque d reste dans l'intervalle $[d ; d + \Delta d]$.

Pour estimer le nombre de cycles, il est alors nécessaire de passer par la fonction de répartition de la distance entre deux véhicules. Cette fonction permet d'estimer la probabilité d'occurrence ou la proportion des convois de deux camions circulant dans un intervalle de distance donné. Soit f_a cette fonction, la proportion

de camion circulant avec une distance comprise dans l'intervalle $[d_1 ; d_2]$ est :

$$p(d_1 ; d_2) = \int_{d_1}^{d_2} f_a(x) \cdot dx$$

si l'intervalle Δd est faible : $p(d ; d + \Delta d) = f_a(d) \cdot \Delta d$.

Le nombre de convois ($i ; j ; [d ; d + \Delta d]$) et de cycles d'étendue $\Delta M_{i,j,k}(d)$ peut s'exprimer sous la forme : $n_{i,j} \cdot f_a(d) \cdot \Delta d$, $n_{i,j}$ étant le nombre de convois de type ($i ; j$).

Ce nombre est donné par la relation $n_{i,j} = n_i/2 \times p_j$, avec un camion de type i circulant devant. (n_i, p_i : nombre et proportion des camions de type i).

Le nombre total de camions parcourant l'ouvrage pendant toute sa durée d'utilisation est de $N_{obs} \times N_{years}$. Le nombre de camions de type i est $n_i = p_i \times N_{obs} \times N_{years}$.

Le nombre de convois ($i ; j$) est donc

$$n_{i,j} = p_i \times p_j \times \frac{N_{obs} \times N_{years}}{2}$$

La fonction de répartition f_a dépend bien évidemment de la densité du trafic poids lourds. Cette fonction est caractérisée par un paramètre a défini comme la proportion de camions circulant avec **une distance inférieure à 100 m**. Pour un trafic annuel de 2 millions de poids lourds : $a = 60\%$, pour un trafic de 600 000 PL/an : $a = 18\%$.

Cette fonction a été établie à partir de l'observation de trafics réels sur différentes routes européennes :

$$\text{pour } x < 20 \text{ m} \quad f(x) = \frac{a}{90} \cdot \frac{x}{20}$$

$$\text{pour } 20 \text{ m} < x < 100 \text{ m} \quad f(x) = \frac{a}{90}$$

$$\text{pour } 100 \text{ m} < x \quad f(x) = (1 - a) \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda(x-100)}$$

$$\text{Continuité de } f \text{ en } x=100\text{m} \rightarrow \lambda = a/[90 \cdot (1-a)]$$

Pour un trafic à forte densité, la proportion des convois circulant avec des distances faibles entre véhicules augmente. Dans certaines configurations d'ouvrages, ces convois donnent les étendues les plus fortes et sont les plus préjudiciables vis-à-vis de la fatigue.

Pour calculer $\lambda_{s,1}$, les étendues des variations de moments sont évaluées en fonction de la distance d entre véhicules. La distance d est incrémentée de Δd entre 0 et « l'infini » ; $d = m \cdot \Delta d$. Pour un convoi

(i ; j) circulant avec une distance d dans l'intervalle $[m \cdot \Delta d ; (m+1) \cdot \Delta d]$, le nombre des cycles d'étendues $\Delta M_{i,j,k}(m \cdot \Delta d)$ est de :

$$n_{i,j} = p_i \cdot p_j \cdot \frac{N_{obs} \cdot N_{years}}{2} \cdot f_a(m \cdot \Delta d) \cdot \Delta d$$

D'où l'expression :

$$n_{i,j} = \frac{N_{obs} \cdot N_{years}}{2} \cdot \sum_{i,j} p_i \cdot p_j \cdot \sum_{m \Delta d} f_a(m \Delta d) \cdot \sum_{k} (\Delta M_{i,j,k}(m \Delta d))^2$$

Calibration de la fonction de répartition f_a

Les abaques NN.1 et NN.2 sont donc construits en appliquant ce calcul aux différentes structures indiquées précédemment, avec $N_{obs} = 2 \cdot 10^6$ PL/an ; $N_{years} = 100$ ans.

Les mesures effectuées sur l'autoroute A6, à proximité d'Auxerre, ont donné lieu au modèle de trafic décrit ci-dessus. En revanche, concernant la distance entre poids lourds, ces observations nous donnent uniquement la probabilité d'avoir une distance d inférieure à 100 m. Cette probabilité est de 18 % avec un trafic de l'ordre de 600 000 camions par an.

La fonction de répartition utilisée pour la calibration du coefficient $\lambda_{s,1}$ a été établie à partir de l'observation de 24 trafics en Allemagne. Ces observations ont permis d'établir une relation entre la fonction de répartition et la densité de trafic, à partir du paramètre a.

Pour le calcul du coefficient $\lambda_{s,1}$, une forte densité de poids lourds ($N_{obs} = 2 \cdot 10^6$ camions/an) a été prise en compte. La fonction de répartition f_a est appliquée avec un paramètre $a = 60$ %.

Dans le cas d'un trafic poids lourds moins dense, les différents convois (i ; j ; d) donnent les mêmes cycles d'étendues $\Delta M_{i,j,k}(d)$. En revanche, la proportion des convois avec des véhicules proches diminue. Ces convois donnent les étendues de contraintes les plus importantes et les plus préjudiciables vis-à-vis de la fatigue. Par conséquent le nombre de cycles de ces étendues est réduit.

Le facteur $\lambda_{s,2}$ permet une correction sur le nombre de camions et la répartition des différents types de véhicules.

$$\lambda_{s,2} = Q_c \cdot k_2 \cdot \sqrt{\frac{N_{obs}}{2 \cdot 10^6}}$$

En revanche, la diminution de la proportion des convois circulant avec une distance faible n'est pas prise en compte.

Pour un trafic de $2 \cdot 10^6$ PL/an ($a = 60$ %), le nombre des convois (i ; j ; [d ; d + Δd]) est :

$$2 \cdot 10^8 \cdot p_{i,j} \cdot f_{60\%}(d) \cdot \Delta d$$

Avec un trafic de $0,6 \cdot 10^6$ PL/an ($a = 18$ %), et une répartition de camions identiques, ce nombre devient :

$$0,6 \cdot 10^8 \cdot p_{i,j} \cdot f_{18\%}(d) \cdot \Delta d$$

Avec la méthode équivalente, le nombre pris en compte est calculé avec la fonction de répartition $f_{60\%}$:

$$0,6 \cdot 10^8 \cdot p_{i,j} \cdot f_{60\%}(d) \cdot \Delta d$$

Cette méthode est donc sécuritaire dans le cas de trafic à faible densité de poids lourds.

Pondération des charges d'essieu

Dans l'exemple suivant avec un ouvrage à 3 travées identiques de 50 m, sont étudiées les moments sur appui et à mi-travée.

La figure 7 représente les lignes d'influence des moments sur l'appui 1 (rouge) et à mi-travée (bleu).

Pour un convoi de type (i ; j ; d), l'étendue maximale de variation de moment, sur appui ou à mi-travée, est obtenue avec 2 camions à 5 essieux (type 3 du tableau 1) circulant avec une inter-distance nulle. Sur le schéma, sont représentées les positions défavorable ($\Delta\sigma_{s, \max}$) et favorable ($\Delta\sigma_{s, \min}$) du convoi.

En comparant l'étendue maximale avec le convoi de 2 camions à l'étendue ΔM_{EC} due au camion LMF3, le rapport est de l'ordre de 1,75 pour la section sur appui et 1,40 pour la section à mi-travée.

La même analyse avec des longueurs de travée différentes montre que le rapport, entre les étendues du modèle général et du modèle LMF3, varie autour des valeurs précédentes.

Le coefficient $\lambda_{s,1}$ donné par les abaques correspond en fait à une variation ΔM_{EC} pondérée par 1,75 pour les sections sur appui et par 1,40 pour les sections en

travée. Les valeurs de $\lambda_{s,1}$, données par les abaques NN.1 et NN.2 de l'annexe NN de l'EN1992-2, correspondent donc à une division par 1,75 (appui) et 1,40 (travée) du coefficient d'ajustement calibré à partir d'un modèle LMF3 non pondéré.

Lors de l'application de la méthode « équivalente », la variation ΔM_{EC} doit être calculée à partir d'un camion LMF3 dont les charges d'essieu sont pondérées par un coefficient 1,75 sur appui (210 kN/essieu) et 1,40 en travée (170 kN). Pour la flexion transversale, le coefficient est également de 1,40.

(alinéa 101 de l'article NN.2.1 de l'EN1992-2)

Il est important que cette **pondération soit appliquée aux charges** et donc à l'étendue ΔM_{LMF3} . Sur appui, $\Delta M_{EC} = 1,75 \cdot \Delta M_{LMF3}$. Le fait d'intégrer ce coefficient à $\lambda_{s,1}$ reviendrait à l'appliquer à $\Delta\sigma_{s,EC} = \Delta\sigma_{s,LMF3}$ calculé avec LMF3 non pondéré. Or la relation entre σ_s et ΔM n'est pas toujours linéaire en béton armé ou précontraint, comme l'illustre la figure 8 :

Dans cet exemple, nous avons :

$$\Delta\sigma_s(1,75 \cdot \Delta M_{LMF3}) > 1,75 \Delta\sigma_s(\Delta M_{LMF3})$$

Dans certains cas, le passage du camion LMF3 pondéré peut donner une traction dans les aciers passifs, sans que ce soit le cas avec le camion non pondéré.

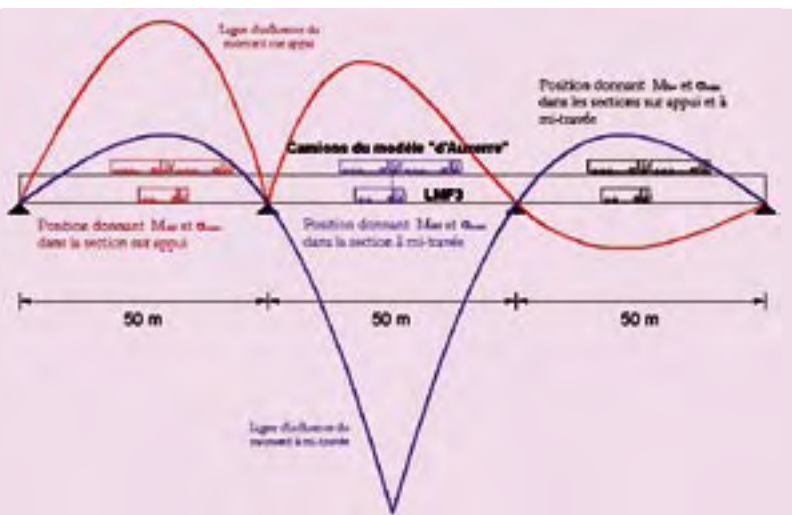


Figure 7 : position des camions sur la ligne d'influence d'un ouvrage à 3 travées

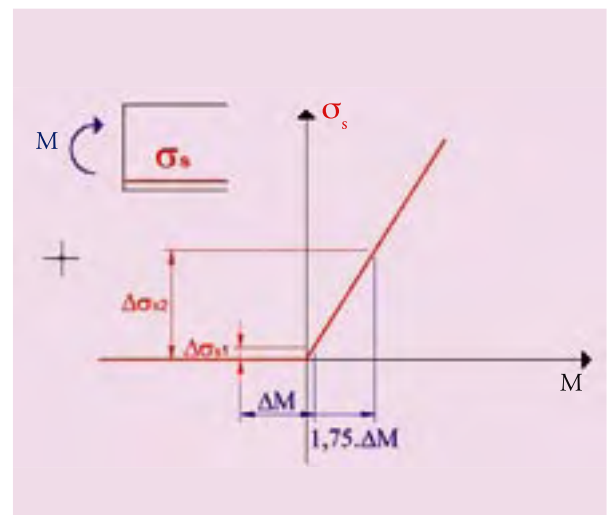


Figure 8 : section en béton armé - σ_s en fonction de ΔM

Comparaison EN1992-2 et EN1993-2

L'article 9.5.2 de l'EN1993-2, pour les ouvrages métalliques, développe une méthode « équivalente » semblable à celle de l'annexe NN de l'EN1992-2. En observant les abaques, figure 9.7 de l'EN1993-2 et figure NN.1 et NN.2 de l'EN1992-2, donnant λ_1 en fonction de la longueur de la ligne d'influence, nous constatons des différences importantes.

Nous voyons plusieurs explications à l'origine de ces différences.

Différences des états de référence

La calibration du λ_1 est obtenue en considérant l'équivalence vis-à-vis de l'endommagement entre le passage de $N_{obs} \times N_{years}$ camions de type LMF3 provoquant une étendue $\Delta\sigma_{EC}$, et l'application d'un nombre de cycles N_{eq} d'étendues de contrainte équivalente $\Delta\sigma_{eq} = \lambda_1 \cdot \Delta\sigma_{EC}$. Le nombre de cycles N_{eq} correspond sur les courbes S-N à une étendue de contrainte de référence $\Delta\sigma_{Rsk}$ ou $\Delta\sigma_C$.

	N_{obs}	N_{years}	N_{eq}	$\Delta\sigma(N_{eq})$
EN1992	$2 \cdot 10^6$	100	$N^* = 10^6$	$\Delta\sigma_{Rsk}$
EN1993	10^6	100	$N_C = 2 \cdot 10^6$	$\Delta\sigma_C$

Tableau 4 : valeur des paramètres de référence pour la calibration du coefficient λ

Différences des courbes S-N

La courbe S-N représentée par la figure 4 du guide « Ponts métalliques et mixte - résistance à la fatigue » [3] montre une courbe avec une pente de 1/3 entre $2 \cdot 10^6$ et $5 \cdot 10^6$ de cycles et 1/5 entre $5 \cdot 10^6$ et 10^8 de cycles.

Sur la courbe S-N décrite par l'article 6.8.4 de l'EN1992-1-1, la pente de la courbe est de $1/k_2$ pour un nombre de cycles supérieur à 10^6 .

Pondération du modèle LMF3

Comme indiqué dans le paragraphe précédent, le coefficient d'ajustement $\lambda_{s,1}$ de l'EN1992-2 a subi une division par 1,75 pour les vérifications sur appui, et 1,40 pour les vérifications en travée.

En conclusion, le paramètre λ_1 comprend le coefficient suivant permettant d'ajuster la méthode équivalente en passant d'un nombre de cycles de $N_{obs} \times N_{years}$ à N^* ou N_C sur la courbe S-N.

Pour l'EN1993 :

$$\sqrt{\frac{N_{obs} \cdot N_{years}}{5 \cdot 10^6}} \times \sqrt{\frac{5 \cdot 10^6}{N_C}} = \sqrt{\frac{100}{5}} \times \sqrt{\frac{5}{2}} = 2,50$$

Il s'agit du coefficient K de l'article 3.4.1 de l'annexe 2 du guide des « Ponts métalliques et mixte - résistance à la fatigue » [3]. Ce facteur est maintenant intégré au coefficient λ_1 dans l'EN1993.

Pour l'EN1992 :

$$\frac{\Gamma_x \cdot \sqrt{\frac{N_{obs} \cdot N_{years}}{N^*}}}{\gamma} = \frac{\Gamma_x \cdot \sqrt{200}}{\gamma}$$

(avec $\gamma = 1,75$ ou $1,40$)

	$k_2 = 5$	$k_2 = 7$	$k_2 = 9$
en travée	2,06	1,52	1,29
sur appui	1,65	1,22	1,03

Tableau 5 : coefficient d'ajustement prise en compte dans $\lambda_{s,1}$

Ces différents coefficients expliquent donc la différence de niveau entre les courbes des abaques.

En revanche, ils ne permettent pas d'expliquer la différence entre les pentes des courbes des abaques permettant de déterminer λ_1 en fonction de la longueur de la ligne d'influence.

Cette différence est probablement due à l'utilisation, pour la calibration du $\lambda_{s,1}$ de l'EN1992-2, d'une fonction de répartition f_a correspondant à une forte densité de trafic ($N_{obs} = 2 \cdot 10^6$ PL/an), avec $a = 60$ %. Cette fonction a été calibrée à partir d'observations de trafics sur des routes allemandes.

Le paramètre λ_1 de l'EN1993-2 a été calibrée à partir des observations du trafic sur l'A6 à proximité d'Auxerre. Avec une densité de 600 000 camions par an, le paramètre a de la fonction de répartition n'est que 18 %.

Application dans le cas d'un encorbellement

L'exemple suivant consiste à vérifier, vis-à-vis de la fatigue, les armatures passives en partie supérieure de la section d'encastrement de l'encorbellement d'un caisson en béton. L'ouvrage supporte un sens d'une autoroute à 2 x 2 voies.

Ce même exemple est traité avec la méthode générale et l'application du modèle LMF4, dans le précédent numéro du bulletin « Ouvrages d'art » [1].

L'implantation de la voie lente correspond à une voie conventionnelle accolée au dispositif de sécurité. Le camion du modèle LMF3 est centré sur cette voie (figure 9).

La relation entre les variations de contraintes des aciers passifs et les variations du moment dues aux passages de la charge de fatigue est linéaire. Les moments au niveau de l'encastrement étant tous dans le même sens, il n'est pas nécessaire d'estimer l'état de base. Il suffit de calculer les variations de moments dues aux passages des charges de fatigue et d'appliquer la relation :

$$\Delta\sigma_s = \frac{\Delta M}{z \cdot A_s}$$

où A_s est la section d'acier et z le bras de levier du couple élastique.

Pour l'application numérique, nous adoptons les hypothèses suivantes :

Données sur le trafic (1991-2)

- trafic poids lourds de catégorie 1 : $N_{\text{obs}} = 2.10^6/\text{an}$ (tableau 4.5)
- durée d'utilisation de projet : $N_{\text{years}} = 100$ ans

Données sur la section

- Coefficient d'équivalence acier-béton : $n_c = 15$
- Hauteur, position des aciers : $h = 0,40$ m et $d = 0,35$ m

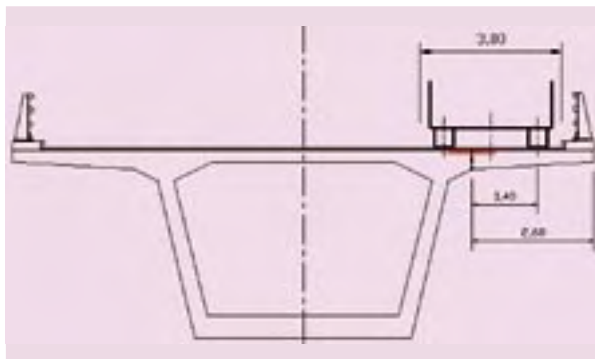


Figure 9 : implantation de la voie lente

Caractéristiques des matériaux

- paramètres de la courbe S-N : $k_2 = 9$; $N^* = 10^6$; $\Delta\sigma_{\text{Rsk}} = 162,50$ MPa ;
- coefficient de sécurité pour l'acier : $\gamma_{s, \text{fat}} = 1,15$;

Avec un béton C40/50 et des aciers $f_{yk} = 500$, le dimensionnement aux Eurocodes, hors considérations de fatigue, donne une section d'acier $A_s = 12$ cm²/m (L'ELU est dimensionnant).

Avec ces hypothèses ; $z = 0,318$ m.

Pour appliquer cette méthode à l'exemple précédent, il nécessaire de calculer l'étendue de variation maximale ΔM_{LMF3} , due au passage du camion LMF3 (figure 10).

Un coefficient de pondération de 1,40 doit être appliqué aux charges d'essieu du camion LMF3.

La variation de contrainte est donc :

$$\Delta\sigma_{s, \text{ELU}} = \frac{1,40 \cdot \Delta M_{\text{LMF3}}}{z \cdot A_s}$$

avec $\Delta M_{\text{LMF3}} = 38,20$ kN.m/m $\Delta\sigma_{\text{EC}} = 140$ MPa

Le coefficient λ_s est calculé à partir de l'annexe NN :

- $\lambda_{s,1} = 1,10$ (Figure NN.2 – courbe 3c – longueur de l'encorbellement $l = 2,60$ m)

- $\lambda_{s,2} = \lambda_{s,3} = \lambda_{s,4} = 1,00$;

- $\Phi_{\text{fat}} = 1,00$ (un coefficient dynamique est pris en compte dans le camion LMF3)

$\lambda_s = \lambda_{s,1} \times \lambda_{s,2} \times \lambda_{s,3} \times \lambda_{s,4} \times \Phi_{\text{fat}} = 1,10$

$\Delta\sigma_{\text{equ}} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{\text{EC}} = 154,20$ MPa > $\Delta\sigma_{\text{Rsk}} / \gamma_{s, \text{fat}} = 141,30$ ($\Delta\sigma_{\text{Rsk}} = 162,50$ MPa , $\gamma_{s, \text{fat}} = 1,15$)

La condition de la méthode équivalente $\Delta\sigma_{\text{equ}} \leq \Delta\sigma_{\text{Rsk}} / \gamma_{s, \text{fat}}$ n'est donc pas respectée. La fatigue est donc dimensionnante.

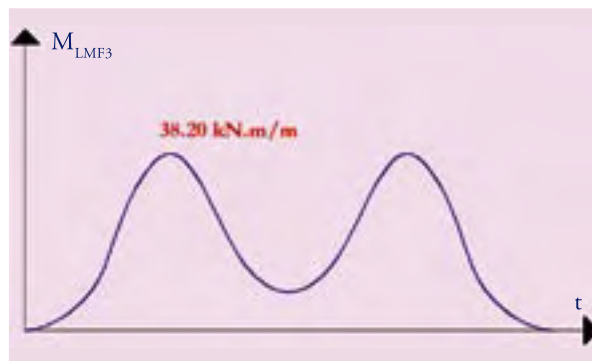


Figure 10 : variation du moment pendant le passage du camion

La section minimale d'aciers est, en supposant z constant :

$$A_{s, \text{fat}, \text{lim}} = A_s \times 154,20 / 141,30 \text{ soit :}$$

$$A_{s, \text{fat}, \text{lim}} = 13,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec la méthode générale, nous obtenons

$$A_{s, \text{fat}, \text{lim}} = 13,80 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

(bulletin « Ouvrages d'art » n°51 [1])

Les deux méthodes donnent donc des résultats comparables.

Conclusion

Les deux méthodes de vérification, générale ou « équivalente », ne sont pas applicables dans les mêmes configurations d'ouvrage ou de trafic.

La vérification générale avec le modèle LMF4 n'est valable que lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée. (bulletin « Ouvrages d'art » n°51 [1])

Cette méthode est donc bien adaptée en vérification locale et pour des ouvrages de faible longueur (< 15,00 m), avec des dimensions de surface d'influence plus faibles que les dimensions des camions.

Cette méthode peut être appliquée aux ponts types : P1CF, P1PO, P2IDA, P2IDP... .

La méthode « équivalente » avec le modèle LMF3 prend en compte la présence simultanée de camions sur l'ouvrage. Elle a été calibrée à partir de certaines configurations d'ouvrage.

Pour des configurations différentes, la méthode « équivalente » est sujette à caution : ouvrage à 2 travées, ouvrage à 4 appuis avec des travées de rive plus courtes que la travée centrale, portique, cadre

Par ailleurs une relation linéaire entre $\Delta\sigma_s$ et ΔM est admise. Dans les exemples suivants cette relation est mise en défaut :

- flexion longitudinale des ponts en béton précontraint ;
- zones de moment nul des poutres continues ;
- dalles de ponts mixtes dans les zones de moment nul.

Dans ces cas, la méthode « équivalente » reste sujette à caution.

En conclusion, les deux méthodes permettent de traiter une grande partie des configurations d'ouvrages et de trafics. Il est cependant important de connaître les limites d'utilisation de chacune d'elles.

Dans certains cas, il pourra être nécessaire d'utiliser la méthode générale, en complétant le modèle de charges LMF4 par des données sur la répartition des camions dans le trafic (distance entre véhicules, croisement de camions sur des voies lentes de sens opposées ...) ■

Références bibliographiques

[1] Bulletin « Ouvrages d'art » n°51 - mars 2006 : « Vérification à la fatigue des ponts en béton », Fernando Dias.

[2] Background Report, Fatigue Design for concrete road bridges in Eurocode 2-2, Loading, resistance, verifications formats - avril 1994 - G. König, I. Danielewicz.

[3] Guide de conception et de justification des ponts métalliques et mixtes, résistance à la fatigue - mai 1996 - Sétra, CTICM, SNCF.

Limitation de la compression du sol des fondations superficielles

Modèle linéaire et modèle de Meyerhof

Michel Boileau

Préface

La justification d'une fondation superficielle selon le Fascicule 62 Titre V du CCTG impose de limiter la décompression du sol sous la semelle, aussi bien à l'ELU, vis-à-vis du renversement, qu'aux ELS (articles B.3.2 et B.3.3.). Or pour un même excentrement de la charge appliquée à une fondation superficielle rectangulaire, la surface de sol comprimé sous celle-ci n'est pas la même selon que l'on se réfère au modèle de distribution linéaire des contraintes sous la semelle (modèle visé par ces justifications) ou au modèle simplifié de Meyerhof, qui reste le seul que l'on puisse utiliser « manuellement » et très rapidement lorsque la charge est excentrée à la fois dans le sens de la largeur et dans celui de la longueur.

Dans son article Michel Boileau étudie donc l'équivalence entre ces deux modèles et propose des valeurs de la surface de sol comprimé calculée par ce modèle simplifié de Meyerhof qui correspondent sensiblement à celles fixées dans les justifications. Il s'agit là de valeurs « par excès » mais qui, dans la plupart des cas « complexes » (excentrement de la charge dans les deux sens) pourront permettre d'éviter de recourir à l'utilisation d'un logiciel.

Gilbert Haiün

Problématique

La justification des fondations superficielles selon le titre V du fascicule 62 du CCTG (règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil) impose, aux articles B.3.2 et B.3.3, de limiter la décompression du sol sous la fondation. La justification passe donc par le calcul de la surface comprimée.

L'article B.2.2,1 du même règlement énonce que, dans le cas général, le diagramme des contraintes normales est établi en supposant que le sol ne réagit pas aux contraintes de traction et que les contraintes sont proportionnelles aux déplacements, ce qui conduit

dans le cas de fondation rigide à des diagrammes de contraintes plans. C'est ce qu'on désigne usuellement sous le vocable de « modèle linéaire ».

Le même article précise également que pour les semelles rectangulaires, il est loisible d'admettre que la pression sur le sol est uniforme et s'exerce sur un rectangle inclus dans la semelle (surface grisée sur la figure 1) et centré sur la résultante F :

$$q' = \frac{F}{(B - 2e_b)(L - 2e_l)}$$

C'est le modèle de Meyerhof.

Le « loisible » du règlement invite à utiliser ce modèle lorsque l'utilisation du modèle linéaire complique les calculs, c'est à dire en cas de sollicitation biaxiale ($e_b \neq 0$, $e_l \neq 0$), la résolution du problème nécessitant alors de faire appel à des outils informatiques ou des abaques.

L'article B.2.2,2 définit la contrainte de référence et le mode d'évaluation selon le modèle linéaire ou

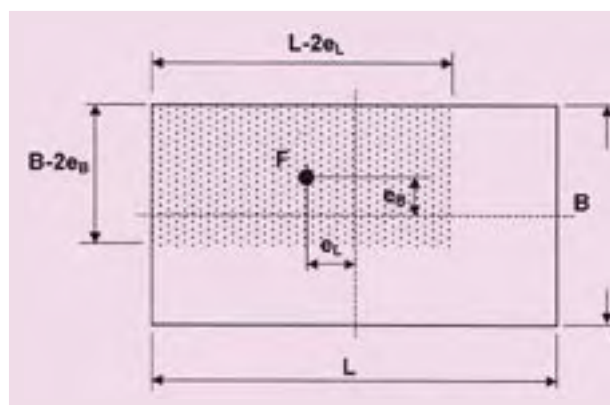


Figure 1

le modèle de Meyerhof choisi par le projeteur, ce qui permet ensuite de vérifier les états limites de mobilisation du sol (article B.3.1).

En revanche, le règlement ne précise pas la méthode d'évaluation de la surface comprimée (modèle linéaire ou de Meyerhof) dont il impose les valeurs minimales suivantes :

- article B.3.3. : à l'état-limite de service, la surface comprimée doit être supérieure ou égale à :
 - 100 % de la surface totale de la fondation sous combinaisons fréquentes,
 - 75 % de la surface totale de la fondation sous combinaisons rares.
- article B.3.2. : à l'état-limite ultime, la surface comprimée doit être supérieure ou égale à 10 % de la surface totale de la fondation,

Toutefois, si l'on se place à l'état-limite de service fréquent, on voit sur la figure 1 que la limite de 100 % ne peut être respectée avec le modèle de Meyerhof dès que la résultante subit un excentrement, aussi faible soit-il. Les limites réglementaires sont donc manifestement basées sur une évaluation de la surface comprimée selon le modèle linéaire.

Cette étude a pour but, dans le cas général des semelles rectangulaires, de proposer au projeteur qui utilise le modèle de Meyerhof des valeurs limites de compression qui « couvrent » les valeurs limites réglementaires établies en cohérence avec le modèle linéaire.

Dans la suite de cet article nous donnerons :

- la méthode générale de calcul du taux de surface comprimée selon Meyerhof correspondant à toutes les positions possibles de l'axe neutre du modèle linéaire qui coïncident avec les limites réglementaires pour les différentes combinaisons ;
- le résultat des expressions analytiques calculées sur tableur ;
- les propositions de valeurs limites réglementaires transposées au modèle de Meyerhof ;
- une annexe exposant les calculs analytiques menés dans cette étude.

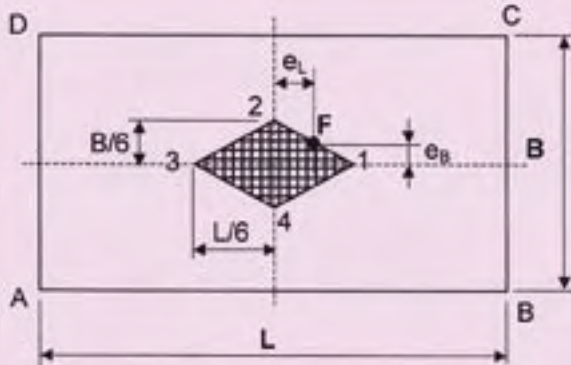


Figure 2

Méthode générale de calcul

Taux de surface comprimée

Le taux de surface comprimée (figure 1) T_{comp} est défini dans ce qui suit par :

$$T_{comp} = \frac{S'}{S} = \frac{(H - 2e_v)(L - 2e_h)}{BL} = \left(1 - 2\frac{e_v}{H}\right) \left(1 - 2\frac{e_h}{L}\right)$$

À l'état-limite de service, combinaison fréquente

La surface de la semelle doit rester toujours comprimée. Il en résulte que la résultante doit rester dans le « noyau central » (figure 2) :

A la limite, F décrit le contour en losange 1-2-3-4 tandis que l'axe neutre roule sur le contour de la semelle. Par raison de symétrie on s'intéresse au côté 1-2. Lorsque F est en 1, l'axe neutre est confondu avec AD, lorsque F est en 2, l'axe neutre est confondu avec AB.

Le taux de surface comprimée évolue entre 66,7 et 69,4 % (voir § Résultats et annexe ELS comb. fréq.).

À l'état-limite de service, combinaison rare

L'axe neutre coupe la semelle et la partage en une partie comprimée (75 %) et une partie décomprimée (25 %). L'étude consiste à rechercher l'excentrement de la résultante F dans les différentes configurations possibles de l'axe neutre (compte tenu des symétries, droites 1 à 4 sur le schéma), puis de calculer le taux de semelle comprimée selon le modèle de Meyerhof.

Les positions limites de l'axe neutre définissent les domaines d'étude 1-2, 2-3, et 3-4 (figure 3).

Par ailleurs les domaines 1-2 et 3-4 sont homologues si l'on change L en B. On peut donc se contenter d'étudier les domaines 1-2 et 2-3.

Le taux de surface comprimée évolue entre 40,3 et 50 % (voir § Résultats et annexe ELS comb. rare).

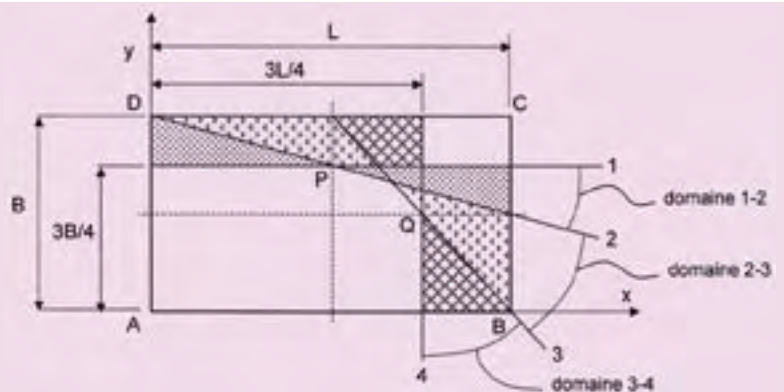


Figure 3

À l'état-limite ultime

Dans ce cas, l'axe neutre coupe la semelle et la partage en une partie comprimée (10 %) et une partie décomprimée (90 %). On utilise les résultats de l'étude à l'état-limite de service en combinaison rare en tenant compte des coordonnées nouvelles des points P et Q. Les positions limites de l'axe neutre définissent les domaines d'étude 1-2, 2-3, et 3-4. Comme pour l'ELS rare, on se contente d'étudier les domaines 1-2 et 2-3, les domaines 3-4 et 1-2 étant homologues si l'on change B en L.

Le taux de surface comprimée évolue entre 5 et 6,7 % (voir § Résultats et annexe ELU ultime)

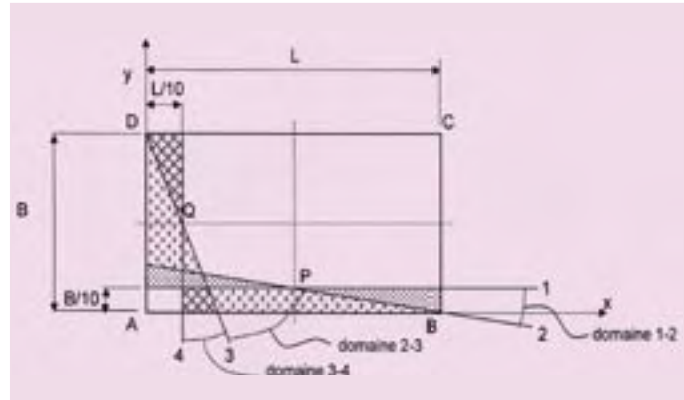


Figure 4

Résultats

Les calculs développés en annexe 5 ont été mis sur tableur et les résultats figurent ci-dessous :

État-limite de service combinaison fréquente

ε_L	0,000	1/60	1/30	1/20	1/15	1/12	1/10	7/60	2/15	3/20	1/6
T_{comp}	66,67%	67,67%	68,44%	69,00%	69,33%	69,44%	69,33%	69,00%	68,44%	67,67%	66,67%

État-limite de service combinaison rare

Domaine 1-2

λ	0,000	-0,050	-0,100	-0,150	-0,200	-0,250	-0,300	-0,350	-0,400	-0,450	-0,500
ξ_F	1/2	0,4889	0,4778	0,4668	0,4558	0,4450	0,4342	0,4236	0,4132	0,4029	11/28
η_F	1/4	0,2502	0,2507	0,2517	0,2529	0,2546	0,2566	0,2589	0,2616	0,2646	15/56
T_{comp}	50,00%	48,93%	47,92%	46,99%	46,12%	45,31%	44,56%	43,87%	43,23%	42,64%	42,09%

Domaine 2-3

θ	0,000	0,050	0,100	0,150	0,200	0,250	0,300	0,350	0,400	0,450	0,500
$\lambda' = -1/2(1-\theta)^2$	-0,500	-0,554	-0,617	-0,692	-0,781	-0,889	-1,020	-1,183	-1,389	-1,653	-2,000
ξ_F	11/28	0,382	0,371	0,358	0,344	0,330	0,315	0,301	0,288	0,276	15/56
η_F	15/56	0,2719	0,2775	0,2848	0,2941	0,3056	0,3194	0,3355	0,3535	0,3729	11/28
T_{comp}	42,09%	41,59%	41,15%	40,78%	40,49%	40,32%	40,27%	40,37%	40,67%	41,22%	42,09%

État-limite ultime

Domaine 1-2

λ	0,000	-0,020	-0,040	-0,060	-0,080	-0,100	-0,120	-0,140	-0,160	-0,180	-0,200
ξ_F	1/2	0,4668	0,4342	0,4029	0,3734	0,3462	0,3214	0,2994	0,2802	0,2638	1/4
η_F	1/30	0,0336	0,0342	0,0353	0,0367	0,0385	0,0405	0,0427	0,0451	0,0475	1/20
T_{comp}	6,67%	6,27%	5,94%	5,69%	5,48%	5,33%	5,20%	5,11%	5,05%	5,01%	5,00%

Valeurs proposées

Nous proposons d'adopter les valeurs du tableau suivant dont il faut remarquer qu'elles constituent, à l'état-limite de service rare, des valeurs par excès lorsque la charge est excentrée dans les deux directions à la fois.

A noter également que pour l'état-limite ultime, nous suggérons de ne pas abaisser la valeur limite déjà faible de 10 % car elle correspond à un état-limite de renversement autour d'une arête qui, en dehors du cas d'un sol rocheux, est largement couvert par l'état-limite de service rare ou par les états-limites de mobilisation du sol.

État-limite	Taux de compression limite avec modèle de Meyerhof	Rappel taux de compression limite avec modèle linéaire
État-limite de service fréquent	$T_{\text{comp}} = 70 \%$ (la valeur calculée varie de 66,7 à 69,4 %)	$T_{\text{comp}} = 100 \%$
État-limite de service rare	$T_{\text{comp}} = 50 \%$ (la valeur calculée varie de 40,3 à 50 %)	$T_{\text{comp}} = 75 \%$
État-limite ultime	$T_{\text{comp}} = 10 \%$ (la valeur calculée varie de 5 à 6,7 %)	$T_{\text{comp}} = 10 \%$

Annexe des expressions analytiques

À l'état-limite de service, combinaison fréquente

On se place dans le système de coordonnées relatives $\varepsilon_L = \frac{e_L}{L}$ et $\varepsilon_B = \frac{e_B}{B}$ (figure 5) ; l'équation de la droite 1-2 s'écrit alors :

$$\frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_L - \frac{1}{6}} = -1 \Rightarrow \varepsilon_B = \frac{1}{6} - \varepsilon_L$$

Par suite, le taux de surface comprimée a pour expression :

$$T_{comp} = \left(1 - 2\frac{\varepsilon_B}{B}\right) \left(1 - 2\frac{\varepsilon_L}{L}\right) = (1 - 2\varepsilon_B)(1 - 2\varepsilon_L) = \left(1 - \frac{1}{3} + 2\varepsilon_L\right)(1 - 2\varepsilon_L) = 2\left(\frac{1}{3} + \frac{\varepsilon_L}{3} - 2\varepsilon_L^2\right)$$

Afin de « couvrir » les valeurs réglementaires, on s'attache à connaître le maximum de T_{comp} ; celui-ci est obtenu pour $\frac{dT_{comp}}{d\varepsilon_L} = 0$:

$$\frac{dT_{comp}}{d\varepsilon_L} = \frac{2}{3} - 8\varepsilon_L = 0 \Rightarrow \varepsilon_L = \frac{1}{12} = \varepsilon_B \quad \text{soit } T_{comp} = 2\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{36} - \frac{2}{12^2}\right) = \frac{25}{36} \Rightarrow T_{comp} = 69.4\%$$

Nota : Dans le cas particulier de sollicitation uniaxiale, quand F est en 1 ($\varepsilon_B = 0$, $\varepsilon_L = 1/6$) ou en 2 ($\varepsilon_B = 1/6$, $\varepsilon_L = 0$) ; $T_{comp} = \frac{2}{3} = 66.6\%$, le taux évolue donc relativement peu.

À l'état-limite de service, combinaison rare

Pour éliminer les dimensions B et L de la semelle dans les relations, on travaille par la suite en coordonnées relatives (figures 4 à 7 ci-après) :

$$\xi = \frac{x}{L} ; \quad \eta = \frac{y}{B} \quad \text{et} \quad \varepsilon_L = \frac{e_L}{L} ; \quad \varepsilon_B = \frac{e_B}{B}$$

Si ξ_F et η_F sont les coordonnées relatives de la résultante F, le taux de surface comprimée a pour expression :

$$T_{comp} = (1 - 2\varepsilon_L)(1 - 2\varepsilon_B) = \left(1 - 2\frac{\frac{L}{2} - \xi_F L}{L}\right) \left(1 - 2\frac{\frac{B}{2} - \eta_F B}{B}\right) = 4\xi_F \eta_F \quad (1)$$

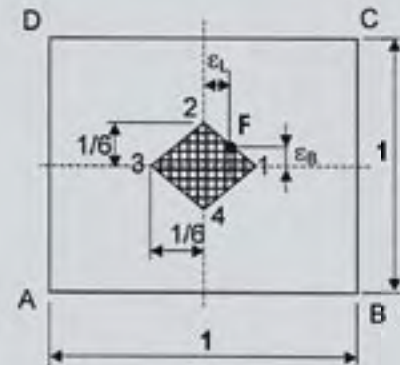


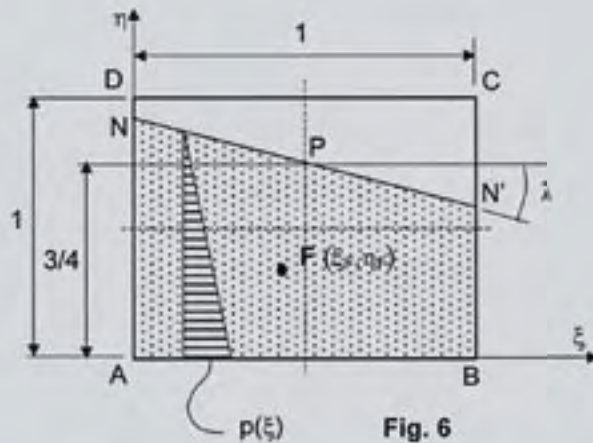
Fig. 5

étude du domaine 1-2

L'équation de l'axe neutre NN' s'écrit :

$$\frac{\eta - \frac{3}{4}}{\xi - \frac{1}{2}} = \lambda \Rightarrow \eta = \lambda \left(\xi - \frac{1}{2} \right) + \frac{3}{4} = \lambda \xi - \frac{\lambda}{2} + \frac{3}{4}$$

on pose : $D = -\frac{\lambda}{2} + \frac{3}{4} \Rightarrow \eta = \lambda \xi + D$


 Le diagramme de pression sur le sol est triangulaire et vaut, sur le côté AB et à l'abscisse ξ :

$$p(\xi) = \mu \eta = \mu(\lambda \xi + D) \quad \mu \text{ étant un coefficient exprimant la linéarité du modèle.}$$

Le système des forces de pression sous la semelle est équivalent au système des forces extérieures, soit :

$$F = \int_s dF \quad (2) \quad F \xi_F = \int_s \xi dF \quad (3) \quad F \eta_F = \int_s \frac{\eta}{3} dF \quad (4)$$

 où la force élémentaire dF vaut :

$$dF = \frac{1}{2} p(\xi) \eta d\xi = \frac{1}{2} \mu (\lambda \xi + D)^2 d\xi = \frac{1}{2} \mu (\lambda^2 \xi^2 + 2D\lambda \xi + D^2) d\xi$$

d'où
$$F = \frac{1}{2} \mu \int_0^1 (\lambda^2 \xi^2 + 2D\lambda \xi + D^2) d\xi = \frac{1}{2} \mu \left(\lambda^2 \frac{1}{3} + D\lambda + D^2 \right) \quad (2)$$

par ailleurs :
$$F \xi_F = \frac{1}{2} \mu \int_0^1 (\lambda^2 \xi^3 + 2D\lambda \xi^2 + D^2 \xi) d\xi = \frac{1}{2} \mu \left(\frac{\lambda^2}{4} + \frac{2}{3} D\lambda + \frac{D^2}{2} \right) \quad (3)$$

enfin :
$$F \eta_F = \frac{1}{6} \mu \int_0^1 (\lambda^2 \xi^2 + 2D\lambda \xi + D^2) (\lambda \xi + D) d\xi = \frac{1}{6} \mu \int_0^1 (\lambda^3 \xi^3 + 3\lambda^2 D \xi^2 + 3D^2 \lambda \xi + D^3) d\xi$$

$$F \eta_F = \frac{1}{6} \mu \left(\frac{\lambda^3}{4} + \lambda^2 D + \frac{3}{2} D^2 \lambda + D^3 \right) \quad (4)$$

 En remplaçant D par sa valeur en fonction de λ on obtient, tous calculs faits :

$$F = \frac{1}{96} \mu (4\lambda^2 + 27) \quad (2') \quad \xi_F = \frac{(3)}{(2)} = \frac{4\lambda^2 + 12\lambda + 27}{8\lambda^2 + 54} \quad (5) \quad \eta_F = \frac{(4)}{(2)} = \frac{12\lambda^2 + 27}{16\lambda^2 + 108} \quad (6)$$

étude du domaine 2-3

L'axe neutre NN' doit être tel que la surface décompressée NN'C soit égale à $\frac{1}{4}$ de la surface totale, d'où :

$$\frac{1}{2}(1-\theta)\psi = \frac{1}{4} \Rightarrow \psi = \frac{1}{2}(1-\theta)$$

L'équation de l'axe neutre NN' s'écrit :

$$\frac{\eta - \eta_N}{\xi - \xi_N} = \lambda' = \frac{-\psi}{1-\theta^2} = \frac{-1}{2(1-\theta)^2}$$

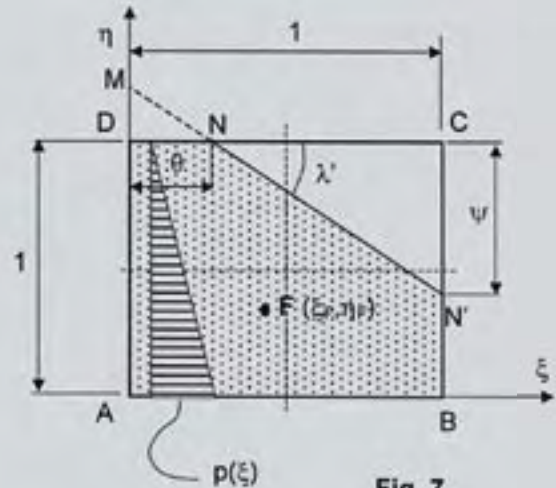


Fig. 7

Soit :
$$\frac{\eta - 1}{\xi - \theta} = -\frac{1}{2(1-\theta)^2} \Rightarrow \eta = -\frac{1}{2(1-\theta)^2} \xi + \left(1 + \frac{\theta}{2(1-\theta)^2}\right)$$

On pose $D' = \left(1 + \frac{\theta}{2(1-\theta)^2}\right)$ alors : $\eta = \lambda' \xi + D'$ λ' et D' étant paramétrés en θ

On obtient :

$$F = \int_{ADNN'B} \frac{1}{2} \mu \eta^2 d\xi - \int_{DMN} \frac{1}{2} \mu (\eta - 1)^2 d\xi = \frac{1}{2} \mu \left[\int_0^1 (\lambda' \xi + D')^2 d\xi - \int_0^{\theta} \mu (\lambda' \xi + D' - 1)^2 d\xi \right]$$

En posant $D' - 1 = C$, il vient :

$$F = \frac{1}{2} \mu \left[\left(\frac{\lambda'^2}{3} + D' \lambda' + D'^2 \right) - \theta \left(\frac{\lambda'^2 \theta^2}{3} + C \lambda' \theta + C^2 \right) \right] = \frac{1}{2} \mu \left[\frac{\lambda'^2}{3} (1 - \theta^3) + \lambda' (D' - C \theta^2) + D'^2 - C^2 \theta \right] \quad (7)$$

De même :

$$F \xi = \int_{ADNN'B} \frac{1}{2} \mu \eta^2 \xi d\xi - \int_{DMN} \frac{1}{2} \mu (\eta - 1)^2 \xi d\xi = \int_0^1 \frac{1}{2} \mu (\lambda' \xi + D')^2 \xi d\xi - \int_0^{\theta} \frac{1}{2} \mu (\lambda' \xi + C)^2 \xi d\xi$$

$$F \xi = \frac{1}{2} \mu \left[\left(\frac{\lambda'^2}{4} + \frac{2}{3} D' \lambda' + \frac{D'^2}{2} \right) - \theta^2 \left(\frac{\lambda'^2 \theta^2}{4} + \frac{2}{3} C \lambda' \theta + \frac{C^2}{2} \right) \right]$$

$$F \xi = \frac{1}{2} \mu \left[\frac{\lambda'^2}{4} (1 - \theta^4) + \frac{2\lambda'}{3} (D' - C \theta^3) + \frac{1}{2} (D'^2 - C^2 \theta^2) \right] \quad (8)$$

et :

$$F \eta = F \eta_{(ADNN'B)} - F \eta_{(DMN)} = \int_{ADNN'B} \frac{1}{2} \mu \eta^3 d\xi - \int_{DMN} \frac{1}{2} \mu (\eta - 1)^3 \left(1 + \frac{\eta - 1}{3}\right) d\xi$$

$$F \eta_{(ADNN'B)} = \frac{1}{6} \mu \int_0^1 (\lambda' \xi + D')^3 d\xi = \frac{1}{6} \mu \left[\frac{\lambda'^3}{4} + \lambda'^2 D' + \frac{3}{2} D'^2 \lambda' + D'^3 \right]$$

$$F \eta_{(DMN)} = \frac{1}{6} \mu \int_0^{\theta} (\lambda' \xi + C)^2 (\lambda' \xi + 3 + C) dx \frac{1}{6} = \mu \theta \left[\frac{\lambda'^3 \theta^3}{4} + \lambda'^2 \theta^2 D' + 3\lambda' C (2 + C) \frac{\theta}{2} + 3C^2 + C^3 \right]$$

Soit en exprimant C par sa valeur $D' - 1$ et tous calculs faits :

$$F\eta_F = \frac{1}{6} \mu \left[\frac{\lambda^3}{4} (1-\theta^4) + \lambda^2 D' (1-\theta^3) + \frac{3}{2} \lambda' D'^2 (1-\theta^2) + \frac{3}{2} \lambda' \theta^2 + D'^3 (1-\theta) + \theta (3D'-2) \right] \quad (9)$$

d'où les coordonnées de la résultante :

$$\xi_F = \frac{(8)}{(7)} = \frac{\left[\frac{\lambda^2}{4} (1-\theta^4) + \frac{2\lambda'}{3} (D'-C\theta^3) + \frac{1}{2} (D'^2 - C^2\theta^2) \right]}{\frac{\lambda^2}{3} (1-\theta^3) + \lambda' (D'-C\theta^2) + D'^2 - C^2\theta} \quad (10)$$

$$\eta_F = \frac{(9)}{(7)} = \frac{\frac{\lambda^3}{4} (1-\theta^4) + \lambda^2 D' (1-\theta^3) + \frac{3}{2} \lambda' D'^2 (1-\theta^2) + \frac{3}{2} \lambda' \theta^2 + D'^3 (1-\theta) + \theta (3D' B^2 - 2B^3)}{3 \left[\frac{\lambda^2}{3} (1-\theta^3) + \lambda' (D'-C\theta^2) + D'^2 - C^2\theta \right]} \quad (11)$$

À l'état-limite ultime

étude du domaine 1-2

L'équation de l'axe neutre NN' s'écrit :

$$\frac{\eta - \frac{1}{10}}{\xi - \frac{1}{2}} = \lambda \Rightarrow \eta = \lambda \left(\xi - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{10} = \lambda \xi - \frac{\lambda}{2} + \frac{1}{10}$$

on pose : $E = -\lambda \frac{1}{2} + \frac{1}{10} \Rightarrow y = \lambda \xi + E$

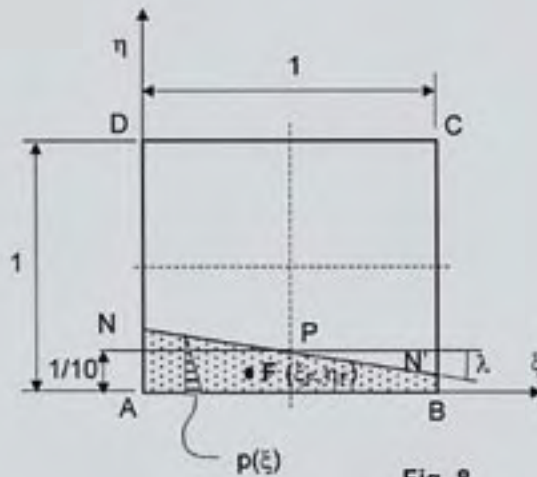


Fig. 8

On en déduit, en remplaçant D par E dans les précédentes expressions (2), (3) et (4) :

$$\xi_F = \frac{\frac{\lambda^2}{4} + \frac{2}{3} E\lambda + \frac{E^2}{2}}{\frac{\lambda^2}{3} + E\lambda + E^2} \quad (12)$$

$$\text{et } \eta_F = \frac{\frac{\lambda^3}{4} + \lambda^2 E + \frac{3}{2} E^2 \lambda + E^3}{3 \left(\frac{\lambda^2}{3} + E\lambda + E^2 \right)} \quad (13)$$

étude du domaine 2-3

L'axe neutre NN' doit être tel que la surface comprimée NN'A soit égale à 1/10, d'où :

$$\frac{1}{2} \theta \psi = \frac{1}{10} \Rightarrow \psi = \frac{2}{10\theta}$$

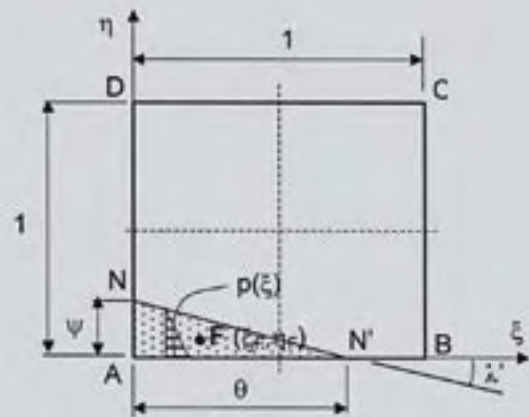


Fig. 9

Le volume des forces de pression est une pyramide à base triangulaire ANN' et de hauteur égale à la pression en A ; les coordonnées de la résultante F sont donc celles du centre de gravité de la pyramide, à savoir :

$$\xi_F = \frac{\theta}{4} ; \quad \eta_F = \frac{\psi}{4} = \frac{1}{20\theta}$$

d'où le taux de compression :

$$T_{comp} = 4\xi_F \eta_F (1) = 4 \frac{\theta}{4} \frac{1}{20\theta} = \frac{1}{20} \quad \text{soit 5\% quel que soit } \theta$$

Non ! Les drains dans les enrobés sur ouvrage ne doivent pas être entourés de papier kraft

Depuis quelques temps, il me parvient des informations selon lesquelles on entoure de papier kraft les drains insérés dans la chaussée afin de permettre le drainage de la couche de roulement au niveau de l'interface étanchéité/enrobé.

Il semblerait que l'objectif recherché par ceux qui appliquent cette disposition soit d'empêcher le bitume de pénétrer ou d'obturer les ouvertures du drain donc de diminuer son efficacité. On avancerait que le papier kraft serait ensuite détruit par la chaleur de l'enrobé!

C'est totalement faux car le papier n'est absolument pas détruit par la mise en œuvre des couches d'enrobé à 165°C sinon comment arriverait-on à faire des chapes en asphalte bicouche semi-indépendantes sur papier kraft à trous ? Et accessoirement, comment cuire efficacement un gigot bitume !

Or cette disposition a conduit, dans un département au moins, à des désordres au niveau des enrobés dont une partie est fort probablement imputable à ce mode de mise en œuvre du drain. En effet, le résultat est que le drain conserve son papier et ne peut pas, alors, remplir sa fonction de drainage.

Donc, nous confirmons qu'il est fortement déconseillé d'entourer les drains avec du papier kraft.

Si l'on souhaite, pour une raison quelconque, éviter le colmatage des drains lors de la pose des enrobés, on peut choisir la solution de les insérer dans un non tissé de faible grammage. Ce type de produit existe d'ailleurs dans le commerce (Asphadrain, de Wavin, par exemple).

Michel Fragnet

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base - 1 ^{ère} partie	19 au 21 septembre 2006
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton (partie 1)	26 au 28 septembre 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 5 : tunnels	3 au 5 octobre 2006
Ponts en maçonnerie partie 1 : surveiller et diagnostiquer	10 et 11 octobre 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 3 : ouvrages de soutènement non courants	18, 19 et 1/2j le 20 octobre 2006
Cycle « Bétons et nouvelles performances » : les bétons fibrés ultraperformants : BFUP	24 octobre 2006
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base - 2 ^{ème} partie	6 au 8 novembre 2006
Les dispositifs de retenue de véhicules sur les ponts routes	9 novembre 2006
Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton (partie 2)	21 au 23 novembre 2006
L'application de la nouvelle norme béton NF EN 206-1 et de son annexe nationale	28 et 29 novembre 2006

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

• Rapport d'activités 2005 du Sétra

Reffet de l'activité du Sétra en 2005, ce rapport, publié sur les sites web du Sétra, présente les orientations fortes et les réalisations les plus marquantes ou significatives de l'année, classées par thème. On y trouvera également une présentation générale du Sétra, des chiffres clefs et une liste des publications et logiciels publiés en 2005.

De nombreux liens permettent une navigation et une lecture transversale de ce rapport. Une abondante iconographie et plusieurs vidéos, regroupées en outre dans une rubrique « bonus », illustrent et complètent le texte de façon multimédia.

Ce rapport peut être téléchargé en Pdf et imprimé, partiellement (icônes figurant à chaque page) ou en totalité (fonction en page d'accueil), sous forme d'un document adapté graphiquement.

Accès public : <http://www.setra.equipement.gouv.fr/RA>
Réseau intranet du Ministère : <http://intra.setra.i2/RA>



Gestion des ouvrages d'art

Guide méthodologique à l'usage des départements et autres collectivités locales

Référence : 0627w – mai 2006 – 84 pages

Ce guide a été élaboré à la demande du club d'échange d'expériences sur les routes départementales (Club RD). Outre les départements, il s'applique à d'autres maîtres d'ouvrages ayant à gérer un patrimoine d'ouvrages (communes, communautés urbaines et autres collectivités territoriales).

Il doit permettre au maître d'ouvrage de dresser un bilan de l'état de ses ouvrages d'art et de mettre en œuvre une politique de maintenance.

La méthodologie présentée dans ce guide pourra évoluer en fonction des propositions et suggestions faites par nos partenaires des collectivités territoriales.

Ce guide est disponible en téléchargement sur les sites internet et intranet du Sétra :

- internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- P (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



• Avis techniques ouvrages d'art

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

Ces avis techniques ont été préparés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le Sétra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

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

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

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

Avis techniques - Joints de chaussée de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
CIPEC Wd80	Freyssinet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-02
CIPEC WOSD 50	Freyssinet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-03
Éole	Freyssinet France	12-2005	12-2007	F AT JO 05-04
N50	Freyssinet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-05
M 150/200	Freyssinet France	12-2005	12-2010	F AT JO 05-06
GTA R30/R50	RCA	12-2005	12-2010	F AT JO 05-07
Thormajoint	Eurojoint	12-2005	12-2010	F AT JO 05-08

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 3,05 euros

Coordonnées des rédacteurs

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 69

Michel Boileau
DDE 31/SGT/BEOA
Tél : 05 61 58 62 27

Michel Boy
ARCADIS ESG
Tél : 05 62 24 65 80

Fernando Dias
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 78

Richard Fournier
DDE 31/SGT/CDOA
Tél : 05 61 58 62 36

BON DE COMMANDE **POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA**

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'études techniques des routes et autoroutes
Bureau de vente • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex
Tél. 01 46 11 31 53 - Fax 01 46 11 33 55

je désire recevoir

exemplaire(s)

Nom et adresse du demandeur :

TITRE

Réf.

Prix unitaire

Prix total

Tél :

Date :

Signature

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 3,50 € pour toute commande inférieure à 20 € et 4,57 € pour toute commande égale ou supérieure à 20 €

Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 7 €

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Sétra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire RIB :

Code banque : 10071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 86 • Domiciliation : RGFIN Paris Nanterre

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

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez ce formulaire à :
Bulletin de liaison OUVRAGES D'ART • Sétra-CTOA (Christine Tardy)
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom :

Service, société :

Adresse :

Tél :

Date :

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



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

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

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- sur I² (réseau intranet du ministère de l'Équipement) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0617**

*Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2006 Sétra - Dépôt légal : 2^{ème} trimestre 2006 - ISSN : 1266-166X*

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

