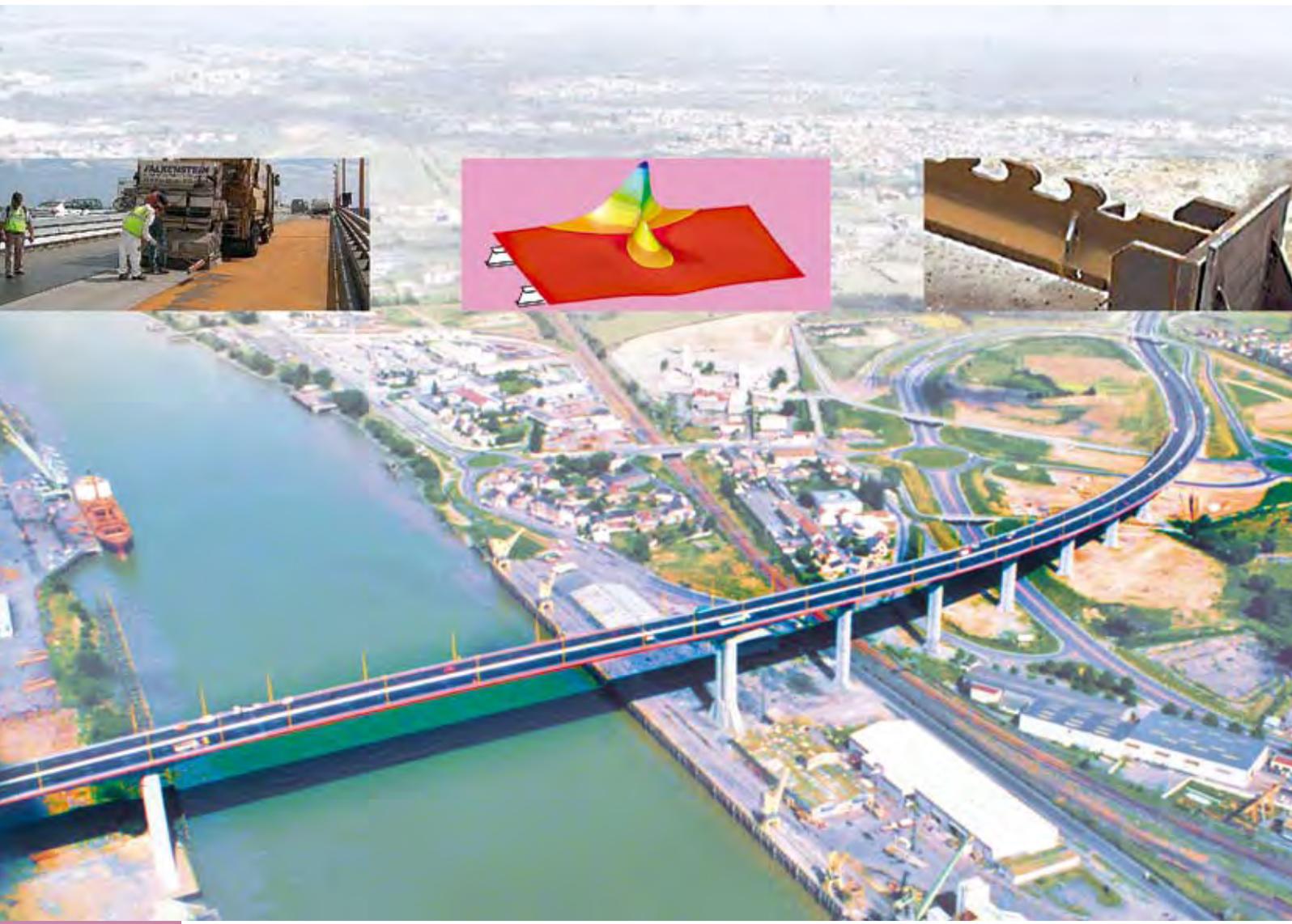


Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Effets thermiques lors de la pose de revêtements sur dalles orthotropes

Chantier de remplacement du complexe d'étanchéité-roulement du pont de Chevire

Florent Imberty

☛ P. 2

RÉGLEMENTATION, CALCULS

Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoises

Sébastien Brisard

☛ P. 10

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Les poutres PRÉCO

Une solution économique pour les petites portées, objet d'un programme de recherche européen

Jacques Berthelémy, Guenter Seidl

☛ P. 22

QUALITÉ, ORGANISATION

La gestion des ponts en Allemagne

Jacques Berthelémy

☛ P. 28

INFORMATIONS BRÈVES

Publication récente intéressante

Un mémoire sur « la pathologie, maintenance et réparations des appareils d'appui des ponts et viaducs »

Michel Fragnet

☛ P. 32

Stages

☛ P. 32

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications

Ouvrages d'art

☛ P. 33

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan, Gilles Lacoste (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Véronique Le Mestre (CGCP/MIGT05), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (LCP). 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 - 2007

Effets thermiques lors de la pose de revêtements sur dalles orthotropes

Florent Imberty

Présentation

Les complexes étanchéité-roulement (CER) mis en place sur les ponts à dalles orthotropes sont posés à des températures élevées, qui diffusent dans la structure métallique. Les contraintes d'exploitation peuvent conduire à prévoir un remplacement du CER sous circulation, avec phasage transversal de pose de l'enrobé. Cette dissymétrie crée un gradient thermique transversal dans l'ouvrage, qui peut avoir des conséquences importantes sur la structure, et

notamment sur les appareils d'appui et les joints de chaussée si ceux-ci n'ont pas été conçus de façon adéquate.

Le remplacement du CER sur le pont de Cheviré à Nantes pendant l'été 2005 (photo 1) a été l'occasion d'approfondir la connaissance de ces effets thermiques. Nous présentons dans cet article l'instrumentation mise en place ainsi que les enseignements qui en ont été tirés, à la fois pour le cas spécifique du pont de Cheviré et pour les ouvrages à dalle orthotrope de façon plus générale.



Photo 1 : pont de Cheviré - travée métallique – Source : Gérard Forquet, Sétra

Chantier de remplacement du complexe étanchéité-roulement (CER) du pont de Chevigné

Le pont de Chevigné est un ouvrage de 1 562 m de long, constitué de deux viaducs d'accès en béton précontraint et d'un ouvrage de franchissement de la Loire (figure 1). Il s'agit d'une travée métallique de 162 m de portée, supportée par deux consoles en béton de 40 m de longueur chacune

L'ouvrage permet à la RN844 de franchir la Loire et les zones portuaires environnantes. Il supporte un trafic de 75 000 véhicules par jour, dont un fort pourcentage de poids lourds. Le profil en travers initial comportait deux chaussées de 11,50 m séparées par un dispositif de type DBA de 0,60 m de large. L'ouvrage routier portait deux fois trois voies de circulation, sans bande d'arrêt d'urgence. En 1997, la circulation sur l'ouvrage a été réduite physiquement à trois voies dans le sens montant et deux voies dans le sens descendant sur les viaducs d'accès, et maintenue à deux fois trois voies sur le tablier métallique.

La travée métallique repose sur quatre appareils d'appui à pot. La ligne d'appuis nord est fixe et la ligne d'appuis sud est glissante longitudinalement. Transversalement, les deux appuis amont sont bloqués et les deux appuis aval sont libres. L'ouvrage est donc isostatique vis-à-vis des déformations verticales, mais hyperstatique vis-à-vis des déformations transversales (vent ou gradient thermique transversal).

Le complexe étanchéité-roulement en place sur l'ouvrage métallique avait été réalisé en 1991 à l'aide du procédé ACCOPONT de la société Cochery Bourdin

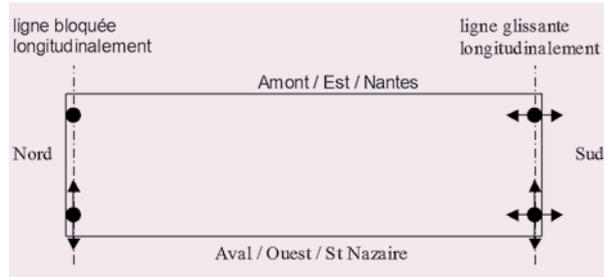


Figure 2 : schéma des appareils d'appui de la travée métallique

Chaussé, constitué d'une couche d'accrochage, d'une couche d'étanchéité de 3 mm d'épaisseur environ, et d'une couche de roulement à base d'enrobés GRIFFLEX d'épaisseur nominale 7 cm ; il avait été appliqué par demi-tablier avec un joint sous la DBA. La photo 2 montre les engravures qui avaient été faites tout le long de l'ouvrage pour bien bloquer la DBA dans la chaussée, compte-tenu de la pente longitudinale importante (jusqu'à 6 % dans les viaducs d'accès). Ces engravures n'ont pas été refaites sur le nouveau complexe de la travée métallique, puisque les pentes y sont faibles.



Photo 2 : réalisation du CER en 1991 - vue du rabotage partiel pour encastrer la DBA - Source : Cindoc, Sétra

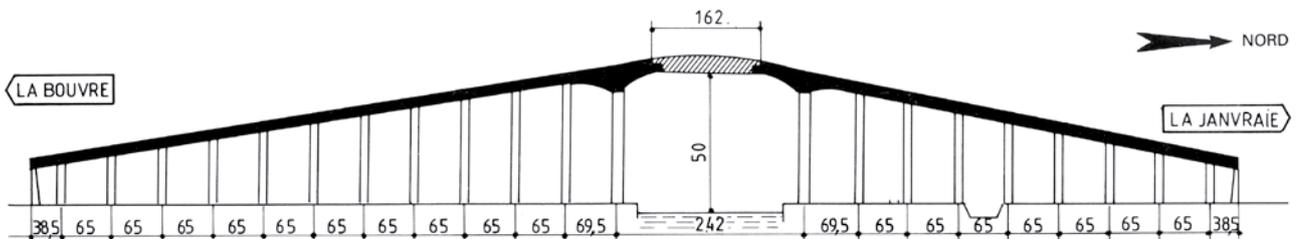


Figure 1 : élévation de l'ouvrage

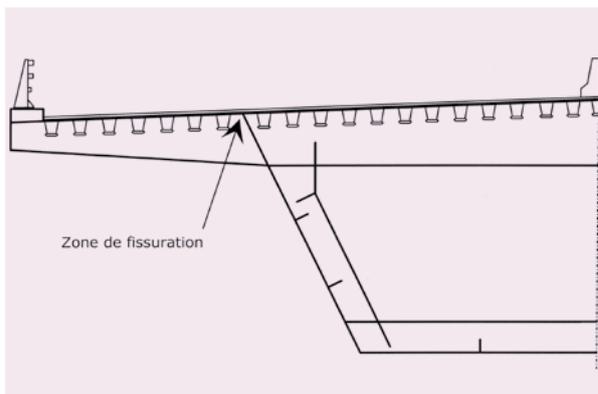


Figure 3 : localisation de la fissuration du complexe étanchéité roulement



Photo 3 : fissures du CER pénétrant jusqu'à la membrane d'étanchéité – Source : LRPC d'Angers

Les premières fissures ont été détectées dans le CER au bout de 10 ans d'exploitation, majoritairement au droit de la jonction entre le platelage et les âmes (voir figure 3, photo 3). Il s'agit en effet d'un point dur, où se concentrent les efforts de flexion dus au passage des camions sur la voie lente.

Le CER a été remplacé pendant l'été 2005, après 14 ans d'exploitation. Le nouveau CER mis en place est un complexe Orthoplast (Eurovia) de 7 cm d'épaisseur, constitué d'un vernis siplast, d'une membrane d'étanchéité polybitume et d'une couche de roulement bétonplast. La température du produit lors de son application est de 180°C environ.

Les travaux ont été faits sous circulation, en maintenant en permanence 2x2 voies de circulation sur l'ouvrage. Le remplacement du CER s'est donc fait en 3 phases : 2 phases « dissymétriques » vis-à-vis des effets de gradient thermique transversal, et une phase « symétrique » pendant laquelle la circulation se faisait de part et d'autre du chantier. Les schémas suivants montrent les phases 1 et 2 du chantier - la phase 3 se déduisant de la phase 1 par symétrie.

Chaque phase a duré une semaine. L'opération de pose du CER proprement dite a duré environ deux heures par phase, et s'est déroulée systématiquement le matin de bonne heure. Les photos 5 à 9 en fin d'article, illustrent différentes phases du chantier.

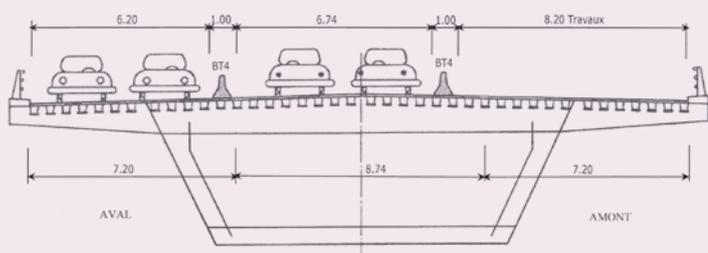


Figure 4 : phase 1 des travaux de changement du CER

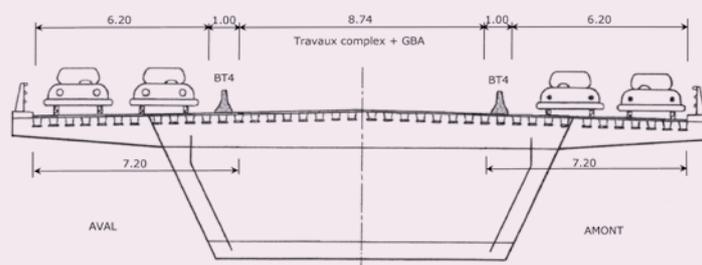


Figure 5 : phase 2 des travaux de changement du CER

Il est intéressant de signaler qu'après décapage de l'étanchéité la tôle supérieure est apparue en bon état, y compris au droit des fissures longitudinales du revêtement à l'aplomb des âmes. Le complexe s'est donc globalement bien comporté pendant les 14 années de sa vie. Seules des traces de corrosion localisées ont été observées en périphérie des plots de la DBA (photo 4).

Instrumentation

Le Sétar et le CETE de l'Ouest ont proposé au maître d'ouvrage de profiter de ces travaux pour instrumenter la travée métallique, afin de mesurer précisément le champ thermique créé dans le tablier par la pose du revêtement et de mieux apprécier les conséquences éventuelles sur la structure. Cette demande a été relayée par le Comité Technique du Pont de Cheviré, en charge du suivi de l'ouvrage, et a été acceptée par la DDE 44 qui a su obtenir de la DGR les crédits adaptés.

L'instrumentation mise en place comprenait plusieurs volets :

- un suivi géométrique des déplacements de la travée métallique au cours des travaux, dans le sens vertical et dans le sens transversal,
- un suivi des déformations de la ligne d'appui Nord (appareils d'appui et entretoise d'about), sur laquelle se concentrent les efforts de blocage thermique,
- une instrumentation thermique du platelage et des âmes en plusieurs sections.

Les deux derniers volets ont été mis en place et exploités par les LRPC de Bordeaux et d'Angers. L'objectif de cette instrumentation était de mesurer directement le champ thermique provoqué par la pose du CER, longitudinalement et surtout transversalement.



Photo 4 : corrosion de la tôle de platelage en périphérie de la DBA

– Source : CETE de l'Ouest

Dans le sens longitudinal, quatre sections ont été instrumentées. Chacune d'elle comportait un ensemble de sondes placées en sous-face du platelage, en sous-face des augets, et dans les âmes (voir figure 6). Quelques sondes ont également été placées à mi-épaisseur de la tôle de platelage, afin de mesurer les éventuelles variations de température dans l'épaisseur de la tôle.

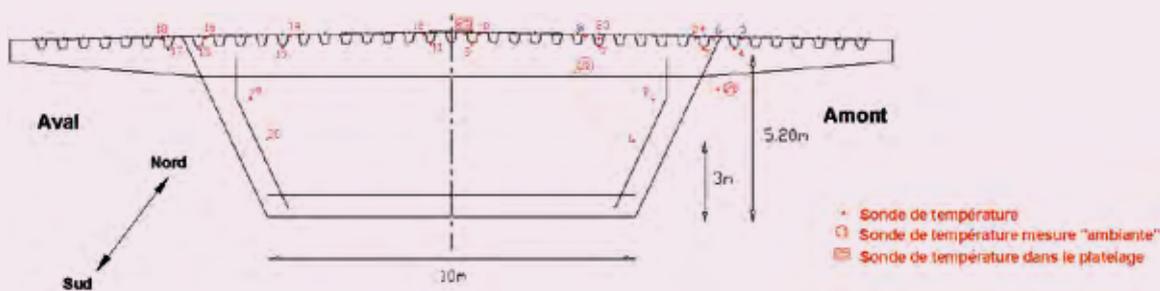


Figure 6 : emplacement des sondes

Exploitation des mesures

L'exploitation des mesures a été faite au CTOA avec l'objectif d'établir un modèle simple de champ thermique dans le caisson orthotrope, exploitable pour tester la sensibilité d'un ouvrage à une opération de renouvellement du CER.

Effets de la température extérieure

La première étape a consisté à corriger les mesures thermiques pour supprimer les effets dus aux variations naturelles de température extérieure (gradient thermique et rayonnement solaire). Ce travail a été fait en exploitant les mesures faites les jours précédents et suivants, qui ont permis d'établir des corrélations entre la température ambiante (à l'intérieur et à l'extérieur du caisson) et les courbes de températures fournies par les sondes.

La figure 7 montre un ensemble de mesures de température « brutes » dans le platelage lors de la pose du CER sur le tiers amont du tablier. Sur cette première figure on distingue nettement deux phases : une première phase où les trois capteurs situés directement sous la zone de mise en place du CER (capteurs E3, E6 et E8, repérés en bleu sur la figure 6) montent en température rapidement, puis décroissent plus lentement ; une seconde phase atteignant son maximum vers 18 h (16 h en heure solaire), où l'ensemble des capteurs sont chauffés par le rayonnement solaire. Ces deux phases se superposent.

La figure 8 montre les mêmes mesures après correction des effets de la température extérieure. On constate que l'effet du rayonnement solaire a bien été effacé.

Amplitude de température

Comme le montre la figure 7, la température atteint 100°C dans le platelage juste après application du CER. Cette valeur est pratiquement indépendante de l'épaisseur de la tôle de platelage (les zones instrumentées concernaient des tôles d'épaisseur variant entre 14 mm et 25 mm), et apparaît sensiblement constante dans l'épaisseur de la tôle.

Les travaux de Chevire ont été effectués pendant le mois d'août 2005, au petit matin. La température extérieure au moment des travaux était de 20°C. L'élévation de température est donc de 80°C.

Évolution temporelle et diffusion longitudinale

À l'avant du finisseur, l'élévation de température est négligeable. La montée en température se produit au passage du finisseur, sur une échelle de temps très courte, tandis que le refroidissement est beaucoup plus lent (à l'échelle de la journée). La situation la plus défavorable vis-à-vis des effets thermiques est donc obtenue au moment où le finisseur quitte l'ouvrage, l'ensemble du tablier étant à ce moment-là à une température relativement élevée.

Dans une section donnée, l'évolution de température peut être modélisée de la façon suivante (figure 9) :

- une montée en température rapide : on atteint 50°C au bout de 10 min, et 70°C au bout de 20 min,
- un palier à 80°C pendant environ 1 h 15 après passage du finisseur,
- une décroissance exponentielle avec baisse de 30°C au bout de deux heures après la fin du palier.

La phase de décroissance présentée ici a été calée sur les capteurs situés à l'intérieur du caisson (capteurs 6 et 8 sur la figure 6). Le refroidissement est plus rapide à l'extérieur de l'encorbellement à cause d'une plus

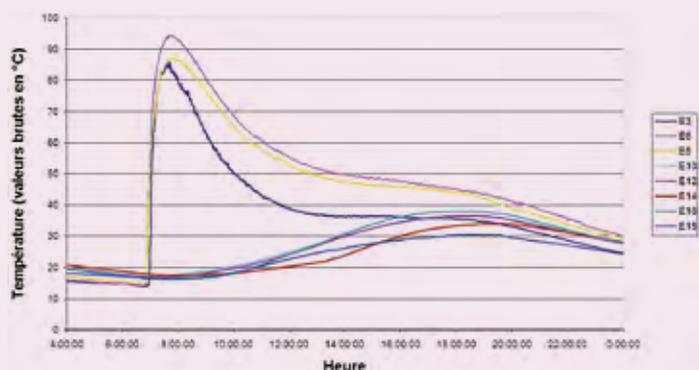


Figure 7 : mesures dans la tôle de platelage - données brutes

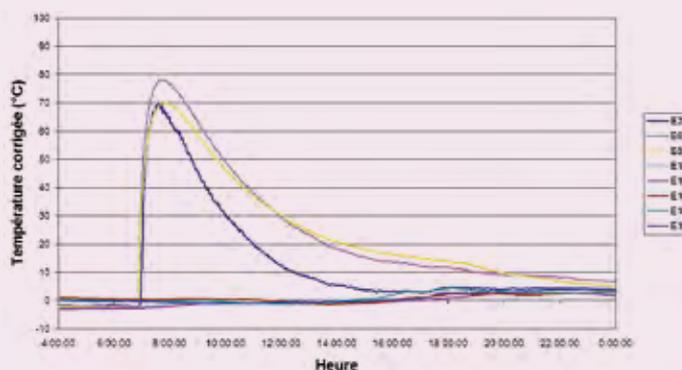


Figure 8 : mesures dans la tôle de platelage - données corrigées des effets de la température extérieure

grande dissipation thermique (voir capteur 3 sur la figure 6).

Par simplicité et sécurité, il est possible de négliger le temps de montée en température (voir courbe rouge sur la figure 9).

Connaissant la vitesse d'avancement du finisseur, il est alors possible de déterminer la température à une extrémité du tablier lorsque le finisseur quitte l'ouvrage à l'autre extrémité. Si on considère des vitesses d'avancement de l'ordre de 2 m/min, un ouvrage de moins de 150 m de longueur est traversé en moins d'1h15 ; peu de temps après le départ du finisseur, la bande de tablier est donc chauffée de façon quasiment uniforme. Pour des longueurs supérieures, il est possible de prendre en compte une réduction de température.

Pour le pont de Cheviré, la vitesse moyenne d'avancement était de 1,8 m/min, soit un écart de 10°C environ entre les deux extrémités du tablier juste après le passage du finisseur.

Diffusion transversale

Les mesures ont montré l'absence quasi-totale de diffusion transversale du champ de température. On peut donc considérer que seule la bande de platelage située sous la zone de réfection du CER est chauffée, à une température quasiment constante. Ce point a deux conséquences importantes :

- il est possible de faire circuler des véhicules à proximité immédiate des travaux, sans risquer que l'échauffement de la tôle ne dégrade les caractéristiques mécaniques de l'enrobé sur les voies circulées. Des mesures directes de la température de l'enrobé adjacent à la zone chauffée ont d'ailleurs confirmé que les augmentations de températures étaient très faibles ;
- l'absence de diffusion transversale est défavorable vis-à-vis des phénomènes thermiques dans les phases de

chantier dissymétriques. En effet, le fait que l'élévation de température reste concentrée sous la bande chauffée accentue le gradient thermique transversal et les efforts dans les appareils d'appui.

Diffusion verticale

Dans les âmes, l'élévation de température est négligeable.

Dans les augets, on observe une élévation de température de l'ordre de 40°C, mais qui se produit beaucoup plus lentement que dans la tôle de platelage. La figure 10 compare les montées en température dans la tôle et en sous-face des augets. Le maximum de température est obtenu deux heures après le passage du finisseur. Le refroidissement est ensuite un peu plus lent.

Modèle thermique proposé

En première approche, les effets de la température dans la structure juste après passage du finisseur peuvent être évalués à l'aide du modèle simple suivant :

- la tôle supérieure subit une élévation uniforme de 80°C sous la seule zone chauffée,
- le reste de la structure (y compris les augets) ne subit pas d'élévation de température.

Dans une seconde approche, il est possible de prendre en compte les phénomènes supplémentaires mis en évidence ci-dessous en utilisant des courbes d'évolution temporelle plus réalistes :

- longitudinalement, on peut tenir compte d'un refroidissement pour les ouvrages longs, sur la base du modèle présenté dans la figure 9, et en fonction de la vitesse d'avancement du finisseur (de l'ordre de 2 à 3 m/min),
- verticalement, on peut tenir compte d'un échauffement différé des augets.

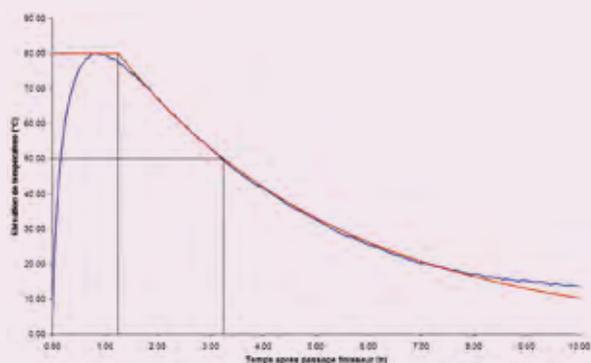


Figure 9 : évolution de la température dans le platelage ; en bleu : mesures, en rouge : modèle

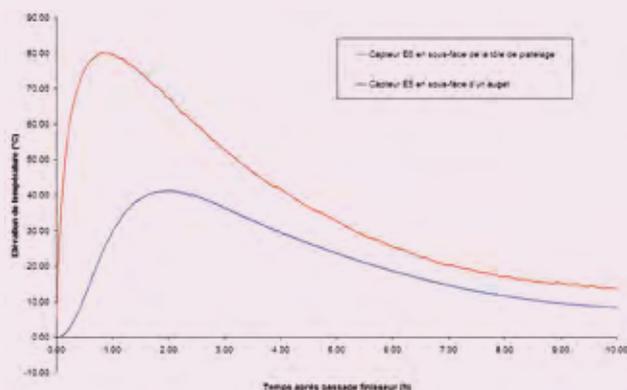


Figure 10 : comparaison des élévations de température dans la tôle et dans l'auget

Validité du modèle

Ce modèle a été appliqué au cas du pont de Cheviré ; il a permis de retrouver par le calcul avec une bonne précision les déplacements verticaux et transversaux qui ont été mesurés pendant le chantier (voir plus loin). Il a également été appliqué au viaduc de Richemont, un bipoutre à dalle orthotrope qui avait connu des problèmes lors d'une réfection dissymétrique du CER : le nouveau joint de chaussée avait été endommagé, et les taquets de guidage latéral des appareils d'appuis s'étaient cassés. Là encore, le modèle a pu expliquer a posteriori les phénomènes observés.

Nous ne disposons pas de mesure de température lors d'opérations de pose de CER par temps froid. Qualitativement, on peut affirmer que l'élévation de température serait un peu plus importante, mais le refroidissement serait plus rapide. Le modèle proposé donne certainement un ordre de grandeur correct des phénomènes.

Conséquences sur les ouvrages d'art

Application au pont de Cheviré

Dans le cas du pont de Cheviré, le modèle thermique proposé conduit à un gradient linéaire transversal de 40°C entre bords latéraux de la tôle de platelage. Cet effet est supérieur au cas du vent extrême. On comprend donc qu'un tel cas de charge puisse être dimensionnant pour les appareils d'appuis. Les calculs effectués sur le pont de Cheviré ont montré que l'effort horizontal nominal de l'appareil d'appui nord aval (voir figure 2) était théoriquement dépassé.

Fort heureusement il s'agit de déformations imposées et non pas d'efforts imposés. Un jeu dans les appareils d'appui ou une distorsion de la section d'about peuvent suffire à dissiper une partie de l'effort. C'est ce qui s'est produit sur le pont de Cheviré : les mesures effectuées sur la ligne d'appui nord ont mis en évidence un gauchissement de la section d'about pendant les travaux, ainsi qu'un léger écrasement de l'appareil d'appui à pot dans la direction bloquée. Les soudures reliant les augets à l'entretoise d'about nord étaient fissurées (la fissuration remontait probablement à la construction de l'ouvrage, lors de la pose initiale du CER), et ces fissures se sont ouvertes puis refermées pendant les travaux. L'ensemble de ces mouvements a donc permis d'absorber une part des effets thermiques, le reste étant transmis aux appareils d'appui.

La figure 11 montre la comparaison entre les déplacements transversaux mesurés après passage du finisseur sur l'ouvrage (67 mm à mi-travée), et les déplacements calculés à l'aide du modèle thermique exposé précédemment. Deux calculs sont envisagés :

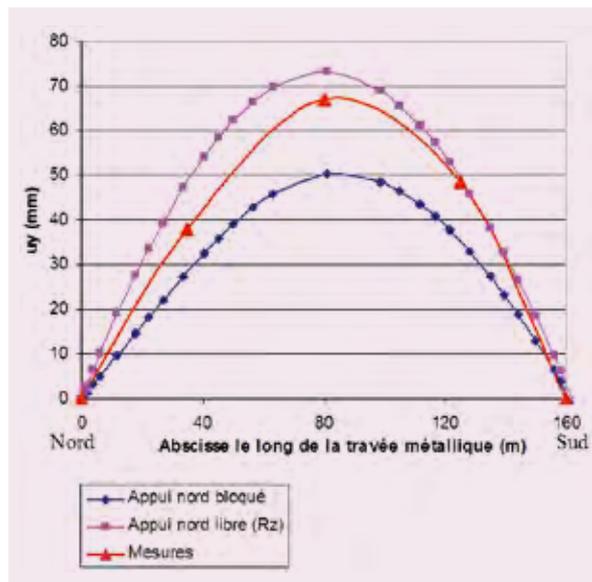


Figure 11 : déplacement transversal du tablier sous champ thermique - comparaison mesures et calculs

un premier où la ligne d'appui nord est entièrement bloquée vis-à-vis des rotations d'axe vertical (cas correspondant à une absence totale de jeu dans les appareils d'appui, et pas de distorsion de l'about), et un second où la ligne d'appui nord est au contraire supposée parfaitement libre en rotation. Dans les deux cas la ligne d'appui sud est libre en rotation, et il a été tenu compte de la souplesse en rotation d'axe vertical de la console béton supportant la ligne d'appui nord de la travée métallique.

On constate sur la figure 11 que le comportement réel est bien situé entre ces deux cas extrêmes : une partie des effets thermiques est dissipée par l'encastrement partiel de la ligne d'appui nord (jeux, distorsion), et le reste est repris par les appareils d'appuis. Les inspections menées après travaux n'ont pas mis en évidence de déformations résiduelles significatives.

Pour la conception des ouvrages neufs

Trois solutions sont possibles pour la conception des ouvrages neufs supportant ce type de revêtement, lorsqu'il n'est pas possible de garantir une mise en œuvre toujours symétrique du CER, à la pose initiale et lors des remplacements ultérieurs :

- faire le choix d'une structure isostatique vis-à-vis des efforts transversaux ;
- garder une structure hyperstatique transversalement, et dimensionner la structure et les appareils d'appui pour qu'ils puissent résister aux efforts créés par une réfection dissymétrique du CER sur la base du présent modèle ;
- concevoir les appareils d'appui pour pouvoir libérer certains blocages lors des opérations de pose et de réfection du CER.

La première solution n'est pas adaptée dans les cas courants. La présence de deux appareils d'appui bloqués longitudinalement par ligne d'appui fixe est en effet utile pour la reprise des efforts longitudinaux de freinage.

La deuxième solution peut nécessiter des renforts importants des zones d'about où se concentrent les effets thermiques.

La troisième solution est certainement la plus économique. Il faut alors concevoir les appareils d'appui de façon adéquate, en prévoyant par exemple la possibilité de supprimer temporairement le guidage latéral d'un appareil unidirectionnel. Il faut toutefois vérifier que les déplacements thermiques transversaux sont compatibles avec le joint de chaussée.

Lors des opérations de remplacement sur ouvrages existants

La question des effets du gradient thermique transversal doit être abordée lors du remplacement des CER sur ouvrages existants, dès lors que le phasage prévu est dissymétrique. Il convient en premier lieu de savoir comment le CER avait été appliqué à l'origine, et avec quelles conditions d'appui.

Dans le cas d'ouvrages avec appareils d'appui comportant des blocages, le modèle proposé permet de déterminer les efforts, et calculer le déplacement qui serait nécessaire pour annuler ces efforts. Si ces déplacements sont compatibles avec les jeux des appareils d'appui et/ou la souplesse des entretoises d'about, la réfection peut se faire de façon dissymétrique. Il est dans tous les cas conseillé de surveiller les zones critiques avant et après travaux.

Le cas des ouvrages ayant des appareils d'appui en caoutchouc fretté ne devrait généralement pas poser de difficulté majeure. Il convient de vérifier que la souplesse des appuis est suffisante pour dissiper les effets thermiques.

Il faut enfin se préoccuper du déplacement induit au niveau du joint de chaussée. La figure 12 montre la rupture observée sur le pont de Richemont : sous l'effet du gradient thermique transversal le tablier s'est déplacé latéralement de 5 cm sur culée, endommageant le joint de chaussée qui venait d'être posé ■

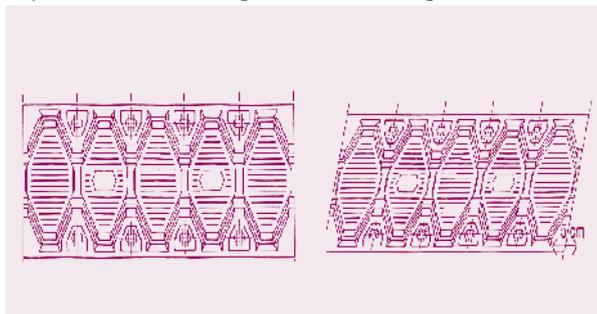


Figure 12 : déplacement du joint de chaussée sur l'ouvrage de Richemont



Photo 5 : décapage du complexe existant – Source : CETE de l'Ouest



Photo 6 : application du vernis de protection – Source : CETE de l'Ouest



Photo 7 : mise en œuvre du CER – Source : CETE de l'Ouest



Photo 8 : traitement du joint de chaussée – Source : CETE de l'Ouest



Photo 9 : finition – Source : CETE de l'Ouest

Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoises

Sébastien Brisard

L'étude de la flexion locale des hourdis de ponts était jusqu'à présent grandement facilitée par l'utilisation des abaques du Bulletin Technique n°1 du Sétra (BT1) [1].

Ceux-ci sont toutefois établis sous des hypothèses cinématiques (conditions d'appui) assez restrictives, qui obligent généralement le projeteur à corriger les résultats obtenus, afin par exemple de tenir compte d'éventuels encastremets. Par ailleurs, le remplacement des charges réglementaires du fascicule 61 titre II par celles de l'Eurocode EN 1991-2 [2] rend caduc ce document.

En l'absence d'outil plus opérationnel, on en est ainsi souvent réduit à procéder à l'intégration manuelle d'abaques (comme ceux de Homberg, [3]). Or, les moyens de calculs actuels permettent une approche beaucoup plus systématique, consistant à calculer une surface d'influence par éléments finis (voir par exemple la figure 3) ; l'effet des convois réglementaires est ensuite établi par simple intégration numérique de cette surface d'influence, et un programme d'optimisation permet de déterminer la position la plus défavorable du convoi.

Un tel calcul s'applique à tous types de structures, mais sa mise en œuvre peut sembler fastidieuse pour un ouvrage de section transversale standard. C'est pourquoi il est apparu opportun de procéder (parallèlement au développement d'outils plus généraux), à une mise à jour des abaques du BT1, tenant compte des nouvelles charges réglementaires. Les abaques présentés ici concernent uniquement les dalles des bipoutres mixtes à entretoises, qui constituent une part importante des ouvrages non courants construits de nos jours en France.

La première partie de cet article présente les hypothèses sous lesquelles sont établis ces abaques, ainsi que

quelques remarques d'ordre pratique. Des éléments relatifs au calcul des abaques sont donnés dans la deuxième partie et dans les annexes.

Présentation des abaques

Hypothèses

Géométrie

En plan, la dalle est infinie dans la direction longitudinale, et repose sur deux lignes d'appuis simples, parallèles (la raideur en torsion apportée par les poutres est faible et n'est pas prise en compte ici). Outre une partie centrale, elle est constituée de deux encorbellements égaux, dont la longueur vaut 0,4 fois l'entraxe des poutres.

En coupe (figure 1), son épaisseur varie linéairement dans les encorbellements, et paraboliquement entre les deux lignes d'appui. Cette géométrie approche assez bien celle des ouvrages réels ; elle est par ailleurs cohérente avec les hypothèses sous lesquelles sont établis les abaques de Homberg [3], ce qui permet la validation du présent calcul par comparaison à des références existantes.

Dans tout ce qui suit, la dalle est rapportée à un repère cartésien d'axe longitudinal xx et transversal yy .

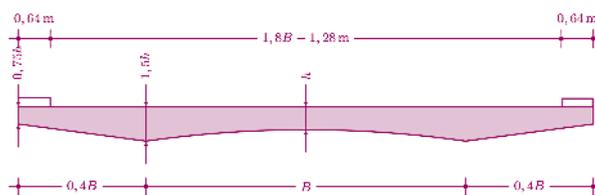


Figure 1 : profil de la dalle de bipoutre étudiée

Comportement mécanique

On admet que la dalle suit une cinématique de Love-Kirchoff (plaque mince), dans laquelle les sections droites restent normales au feuillet moyen au cours du chargement. Dans la présente application, les moments fléchissants ne dépendent alors que du profil de la dalle [4] : multiplier toutes les épaisseurs par un même coefficient ne change pas le résultat.

Cette constatation permet de rendre adimensionnel le problème : le calcul aux éléments finis portera donc sur une dalle pour laquelle l'entraxe des poutres et l'épaisseur à la clé valent 1, ses dimensions réelles n'étant prises en compte que lors de l'intégration des surfaces d'influence. Ainsi, bien qu'une soixantaine de valeurs de l'entraxe aient été étudiées pour établir les abaques présentés dans cet article, *un seul* modèle aux éléments finis a été créé (voir le paragraphe sur les éléments de modélisation).

Le calcul ne dépend pas non plus du module d'Young du matériau ; en revanche, le coefficient de Poisson intervient explicitement. L'Eurocode EN 1992-1-1, 3.1.3(4) distingue les structures fissurées ($\nu = 0$) des structures non-fissurées ($\nu = 0,2$). La valeur $\nu = 0,2$ - qui place en sécurité - a été retenue ici.

Chargement

La structure est chargée conformément aux exigences de l'Eurocode EN 1991-2 [2]. Les valeurs des coefficients α_Q et α_q retenues ici sont conformes à l'annexe nationale de ce texte, en cours de rédaction [5]. Elles sont rassemblées dans le tableau 1.

Les abaques sont établis en faisant deux hypothèses supplémentaires relatives au profil en travers. On admet d'une part sur l'ouvrage l'absence de trottoir et de séparateur central (cette dernière hypothèse place en sécurité, et est compatible avec une éventuelle réaffectation future des voies). Les longrines des dispositifs de retenue sont d'autre part supposées de largeur connue, égale à 64 cm (la largeur d'une longrine de BN4-16 est généralement supérieure à cette valeur [6]). En d'autres termes, les charges ne sont disposées que sur une bande dont la largeur est égale à la largeur totale de l'ouvrage (soit 1,8 fois l'entraxe des poutres), diminuée de $2 \times 0,64 = 1,28$ m (voir figure 1).

Classe de trafic	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	1,2	1,2
2	0,9	0,8	0,8	0,7	1,0	1,0	1,0

Tableau 1 : valeurs des coefficients α_Q et α_q utilisés pour le calcul des abaques

Conformément à la clause 4.3.6(2) de l'Eurocode EN 1991-2, les charges concentrées sont diffusées selon une pente 1/1 jusqu'au feuillet moyen de la dalle. Comme dans le bulletin technique n°1, on conviendra d'appeler E la hauteur de répartition des charges concentrées (voir figure 2). Notant e l'épaisseur du revêtement, et h celle de la dalle, on a alors :

$$E = e + \frac{h}{2}$$

Les abaques présentés ici sont établis en considérant les valeurs suivantes de la hauteur de répartition E :

$$E = 20, 25 \text{ et } 30 \text{ cm}$$

L'influence de la hauteur de répartition E sur le moment d'encastrement est très faible. Afin de ne pas nuire à la lisibilité des abaques 7 et 8, seules les valeurs correspondant à $E = 20$ cm ont été représentées.

Remarques pratiques

Dans cet article, seuls les abaques correspondant au moment d'encastrement et aux moments longitudinal et transversal au centre de la dalle sont présentés. Ils sont calculés pour les combinaisons caractéristique (TS + UDL) et fréquente (0,75 TS + 0,4 UDL), pour les deux classes de trafic prévues dans l'annexe nationale de l'EN 1991-2, et pour les trois valeurs de E (20, 25 et 30 cm). Les trente-six courbes correspondantes sont regroupées en six abaques (un abaque par moment et par classe de trafic, voir figures 7 à 12).

Il est précisé que les valeurs présentées dans les abaques sont des valeurs ponctuelles, par opposition aux valeurs moyennées sur un segment de longueur égale au double de l'épaisseur de la dalle, que le BPEL autorisait à considérer. Les écarts entre valeur ponctuelle et valeur moyenne sont généralement faibles, et une telle règle disparaît des Eurocodes. Nous avons donc choisi de ne présenter ici que des valeurs ponctuelles (ce qui, en tout état de cause, place en sécurité).

Le calcul des abaques présentés ici a conduit à un certain nombre de remarques d'ordre pratique, rassemblées ci-après. On note tout d'abord que pour l'application envisagée ici, le convoi LM2 n'a jamais été dimensionnant.

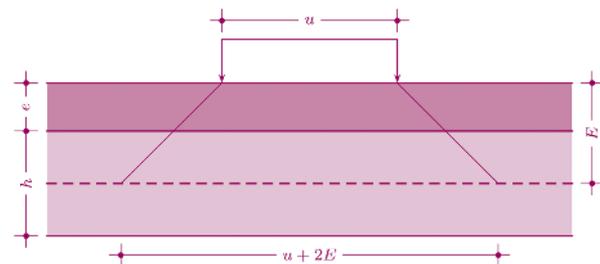


Figure 2 : diffusion des charges concentrées

La disposition des charges dans la configuration la plus défavorable est par ailleurs généralement peu intuitive. Ainsi, les charges réparties ne doivent être appliquées que sur les zones du tablier pour lesquelles elles agissent défavorablement. Pour le moment d'encastrement, la disposition correspondante est représentée sur la figure 4. Contrairement à ce que l'on admet couramment lorsque les charges sont disposées manuellement, les trois tandems ne sont pas nécessairement alignés sur le même axe transversal (voir figure 5, droite).

Les points anguleux observés sur certaines des courbes s'expliquent par la « mise en concurrence » de deux configurations distinctes. Au niveau du point anguleux, les deux configurations donnent la même valeur du moment fléchissant, mais à gauche et à droite de ce point, l'une ou l'autre des configurations l'emporte ; la courbe est donc continue, mais la tangente peut présenter une discontinuité. C'est le cas du moment d'encastrement, pour des valeurs de l'encorbellement voisines de 4,30 m (voir figure 5). On voit que pour un encorbellement de 4,28 m, les deux tandems les plus légers sont placés entre les poutres, tandis que pour un encorbellement de 4,32 m, tous les tandems sont excentrés au maximum vers l'extrémité de la console.

Enfin, la recherche de la configuration la plus défavorable du convoi LM1 doit normalement se faire sous la forme d'une optimisation globale, portant sur la position transversale des tandems *et* des voies. Sans prétendre à la généralité, on constate toutefois que pour la présente application, les résultats sont peu différents de ceux obtenus de la façon simplifiée suivante : placer tout d'abord le tandem n°1 dans sa

position la plus défavorable, puis le tandem n°2, puis le tandem n°3. Compléter ensuite en positionnant la voie la plus chargée (voie n°1).

Éléments de modélisation

Les abaques présentés dans cet article ont été obtenus en deux étapes. Un calcul aux éléments finis sur une structure rendue adimensionnelle (entraxe des poutres unité) permet tout d'abord de calculer les trois surfaces d'influence concernées. Un simple programme d'intégration numérique permet alors de calculer l'effet du convoi LM1 pour une configuration donnée ; ce programme d'intégration est couplé à un programme d'optimisation sous contraintes permettant de déterminer automatiquement la configuration la plus défavorable.

Dans le calcul aux éléments finis, les surfaces d'influence cherchées apparaissent comme la *déformée* de la structure sous l'effet d'un chargement fictif généralement déterminé au moyen d'une variante du théorème de Maxwell-Betti (voir annexe A). Pour le calcul des moments au centre de la dalle, l'approche proposée par F. Hartmann [7] et D. Le Faucheur [8] a été adoptée. En revanche, pour le moment d'encastrement (effort *au bord* d'un élément, et non *au centre*), il a été nécessaire de mettre au point une nouvelle méthode. Les chargements finalement appliqués aux nœuds du modèle sont rappelés en annexe B.

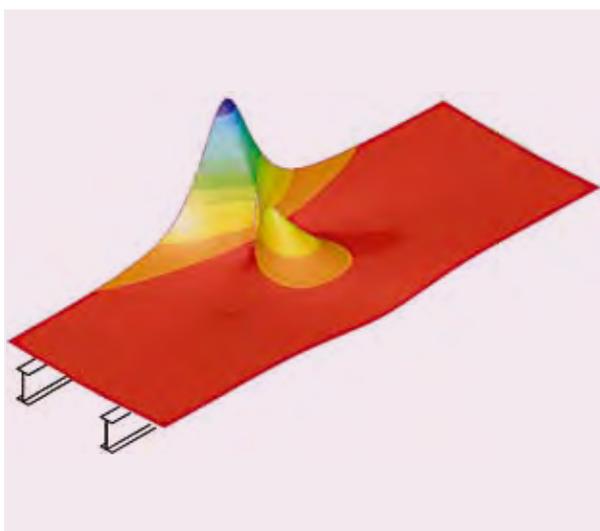


Figure 3 : vue tridimensionnelle de la surface d'influence du moment d'encastrement

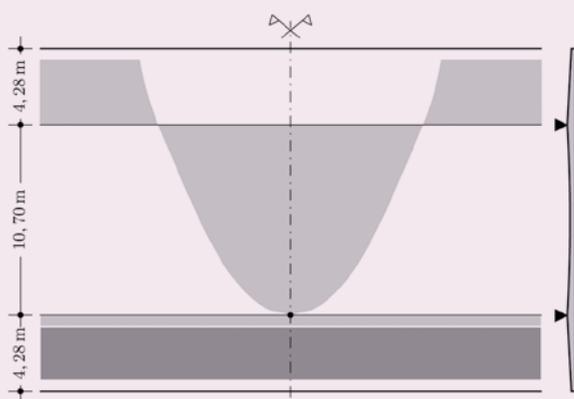


Figure 4 : vue en plan du tablier montrant la disposition des charges réparties (UDL) maximisant le moment d'encastrement (pour un entraxe des poutres $B = 10,70$ m). La zone en gris foncé correspond à la voie n°1 ($q_{1k} = 9 \text{ kN.m}^{-2}$), les zones en gris clair correspondent aux voies 2 et 3, ainsi qu'à l'aire résiduelle ($q_{2k} = q_{3k} = q_{rk} = 2,5 \text{ kN.m}^{-2}$).

Le modèle créé est plan (l'effet de voûte dû à la courbure de la fibre moyenne n'est pas pris en compte), et constitué d'éléments à huit nœuds ; chaque élément étant à feuillet parallèles, l'épaisseur de la dalle modélisée est donc constante par morceaux (au lieu de varier continûment).

Le choix d'éléments à huit nœuds tient au fait que l'on s'intéresse au moment d'encastrement de l'encorbellement : dans le modèle aux éléments finis, on cherche donc le moment au bord d'un élément. Cette valeur est inaccessible à un calcul à l'aide d'éléments à quatre nœuds (voir à ce sujet [8]).

Dans tout calcul par éléments finis, la précision du résultat est gouvernée par la finesse du maillage, et le calcul de surfaces d'influence n'échappe bien entendu pas à cette règle. Une étude systématique de la convergence des résultats en fonction de la finesse du maillage a permis pour la présente application de déterminer la taille maximale des éléments permettant de garantir une erreur relative maximale de l'ordre de 1 % dans les abaques présentés ici. Le maillage obtenu est schématisé sur la figure 6 ; on constate que dans le cas le plus défavorable ($B = 12,0$ m, $E = 20$ cm), les éléments sont environ 2,3 fois plus petits que la charge concentrée.

Conclusion

Dans cet article ont été présentés de nouveaux abaques de flexion locale, applicables aux dalles de bipoutres à entretoises calculées avec les nouveaux règlements de charge (EN 1991-2).

D'un emploi aussi aisé que ceux du bulletin technique n°1, ces abaques devraient faciliter le dimensionnement des tabliers de ces ouvrages. Il est rappelé qu'ils sont établis sous les hypothèses suivantes :

- balancement des travées : le rapport de l'encorbellement à l'entraxe vaut 0,4 ;
- profil de l'intrados : linéaire dans l'encorbellement (épaisseur variant de $0,75 h$ à $1,5 h$), parabolique entre poutres (épaisseur variant de $1,5 h$ à h) ;
- largeur de la chaussée (au sens de l'EN 1991-2) : longrine de largeur 0,64 m, pas de séparateur central.

Ces abaques restent applicables - tout au moins au stade du prédimensionnement - lorsque l'ouvrage calculé ne s'écarte pas trop de ces hypothèses. Ainsi :

- pour les moments au centre de la dalle, on lira directement dans les abaques 9 à 12 la valeur du moment pour l'entraxe des poutres effectivement prévu dans le projet ;
- pour le moment d'encastrement, on lira dans les abaques 7 et 8 les valeurs correspondant à une longueur fictive de l'encorbellement préservant l'excentrement du tandem le plus lourd. Cette longueur fictive est définie par :

$$\text{encorbellement fictif} = \text{encorbellement réel} - \text{longrine réelle} + 0,64 \text{ m}$$

Le présent article constitue une application particulière d'une méthode plus générale d'étude de la flexion locale des ouvrages d'art, faisant appel aux moyens de calcul modernes (éléments finis, programmes d'optimisation, ...). Une telle approche permet une plus grande souplesse que les méthodes plus « artisanales » utilisées précédemment.

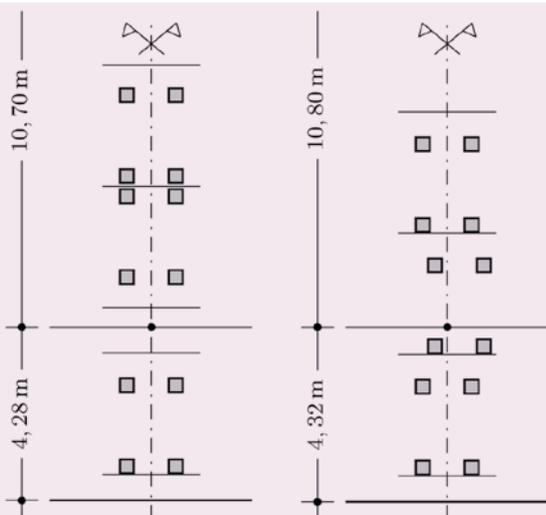


Figure 5 : disposition des tandems (TS) maximisant le moment d'encastrement, pour deux valeurs de l'encorbellement : 4,28 m (gauche) et 4,32 m (droite). Dans chaque cas, la trace des voies a été représentée.

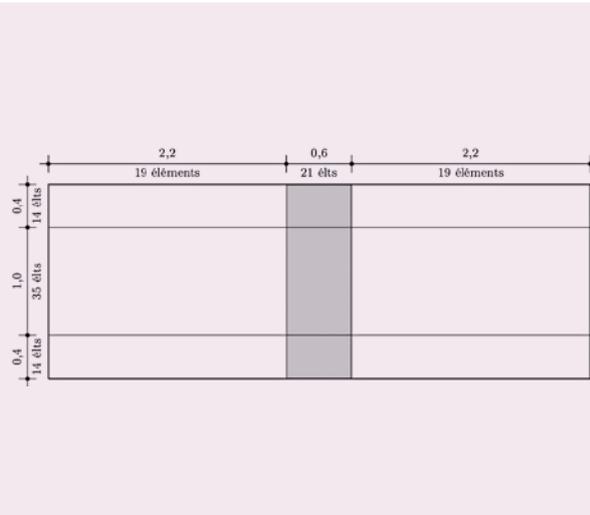


Figure 6 : vue en plan du modèle de la dalle. Le nombre d'éléments à huit nœuds du modèle est indiqué pour chaque zone. Le maillage est plus dense dans la zone grisée (éléments sensiblement carrés) qu'ailleurs (éléments rectangulaires, rapport d'aspect voisin de 4).

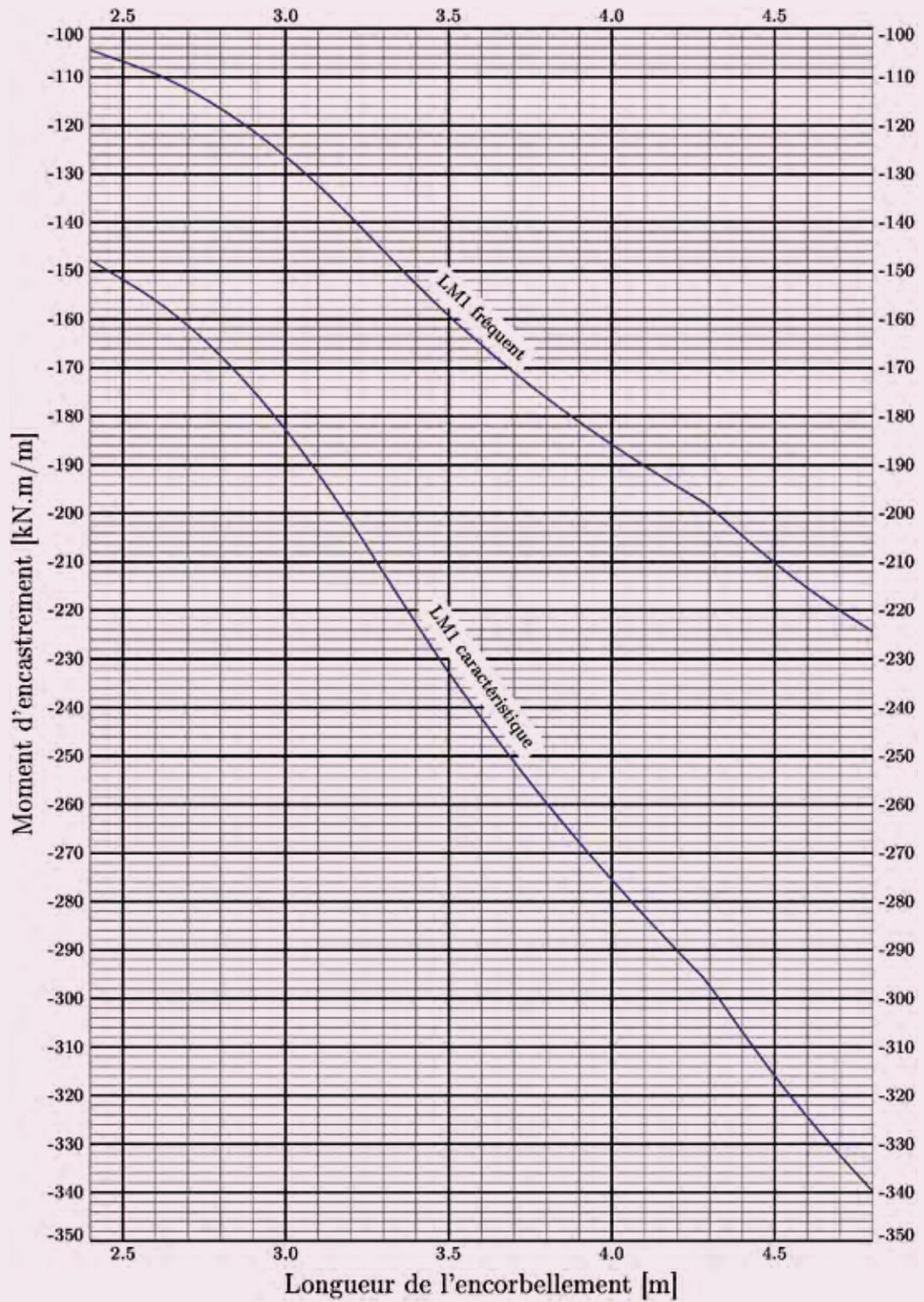


Figure 7 : abaque du moment d'encastrement, trafic de première classe ($E = 20 \text{ cm}$)

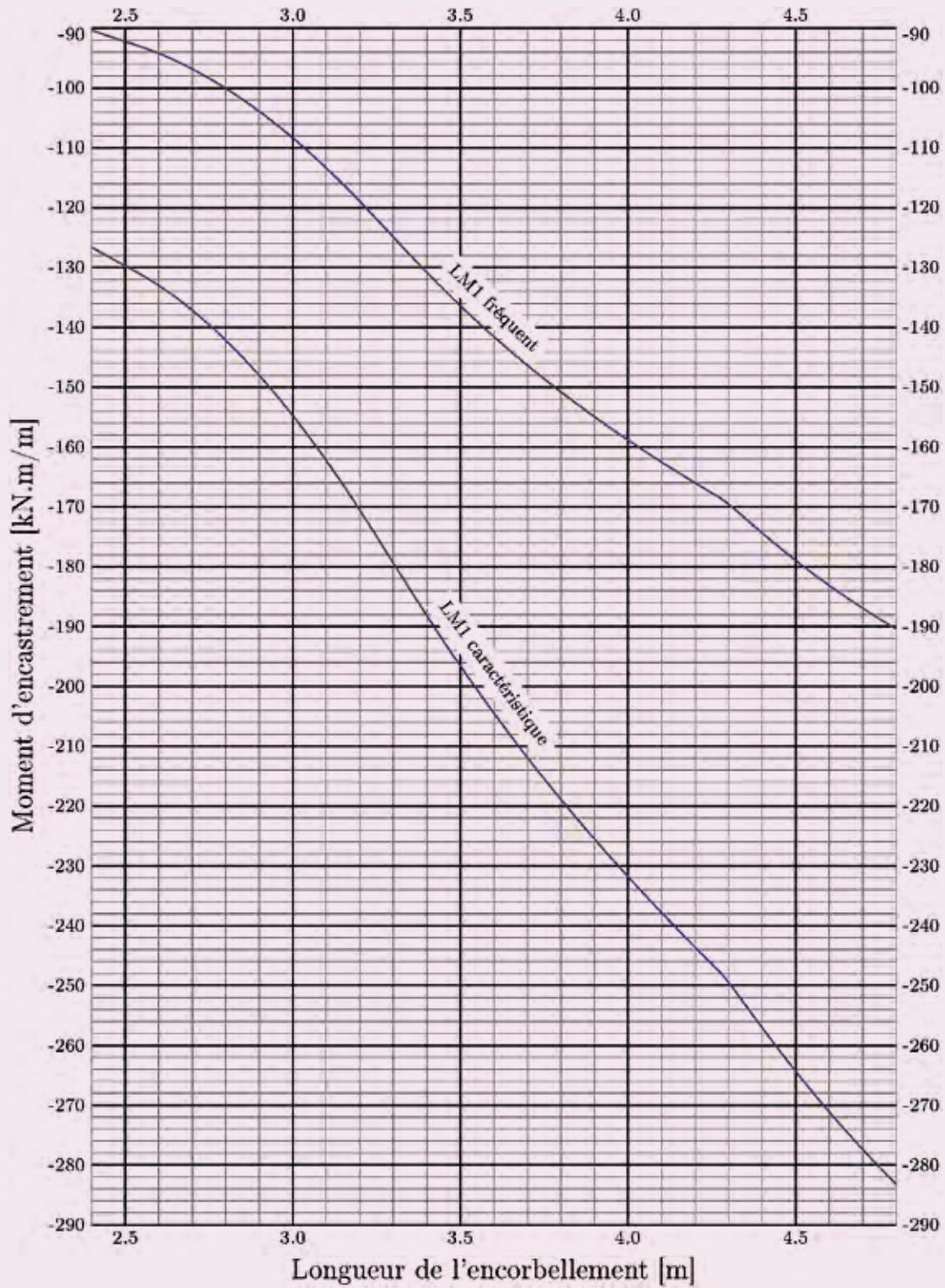


Figure 8 : abaque du moment d'encastrement, trafic de deuxième classe ($E = 20 \text{ cm}$)

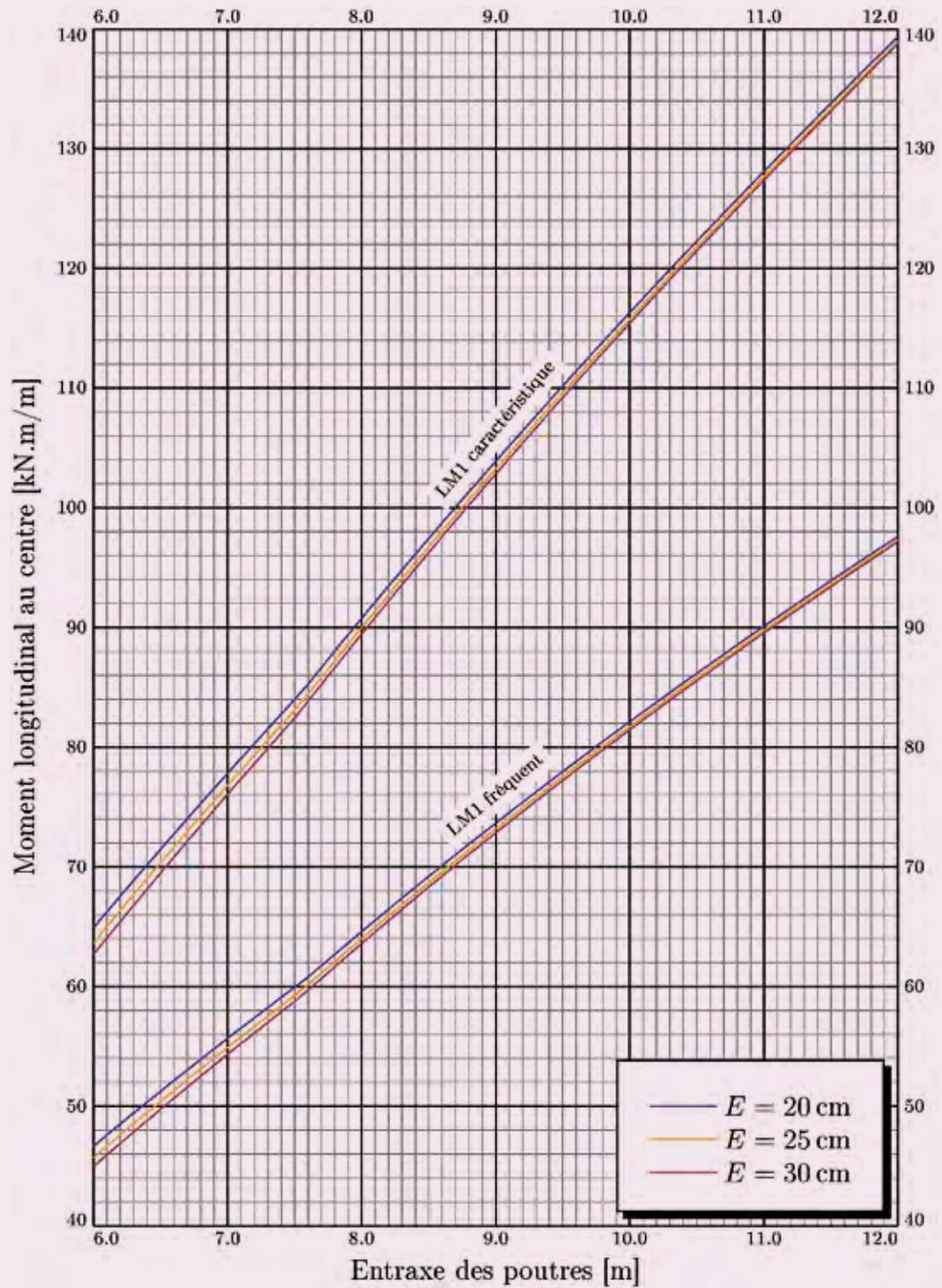


Figure 9 : abaque du moment longitudinal au centre, trafic de première classe

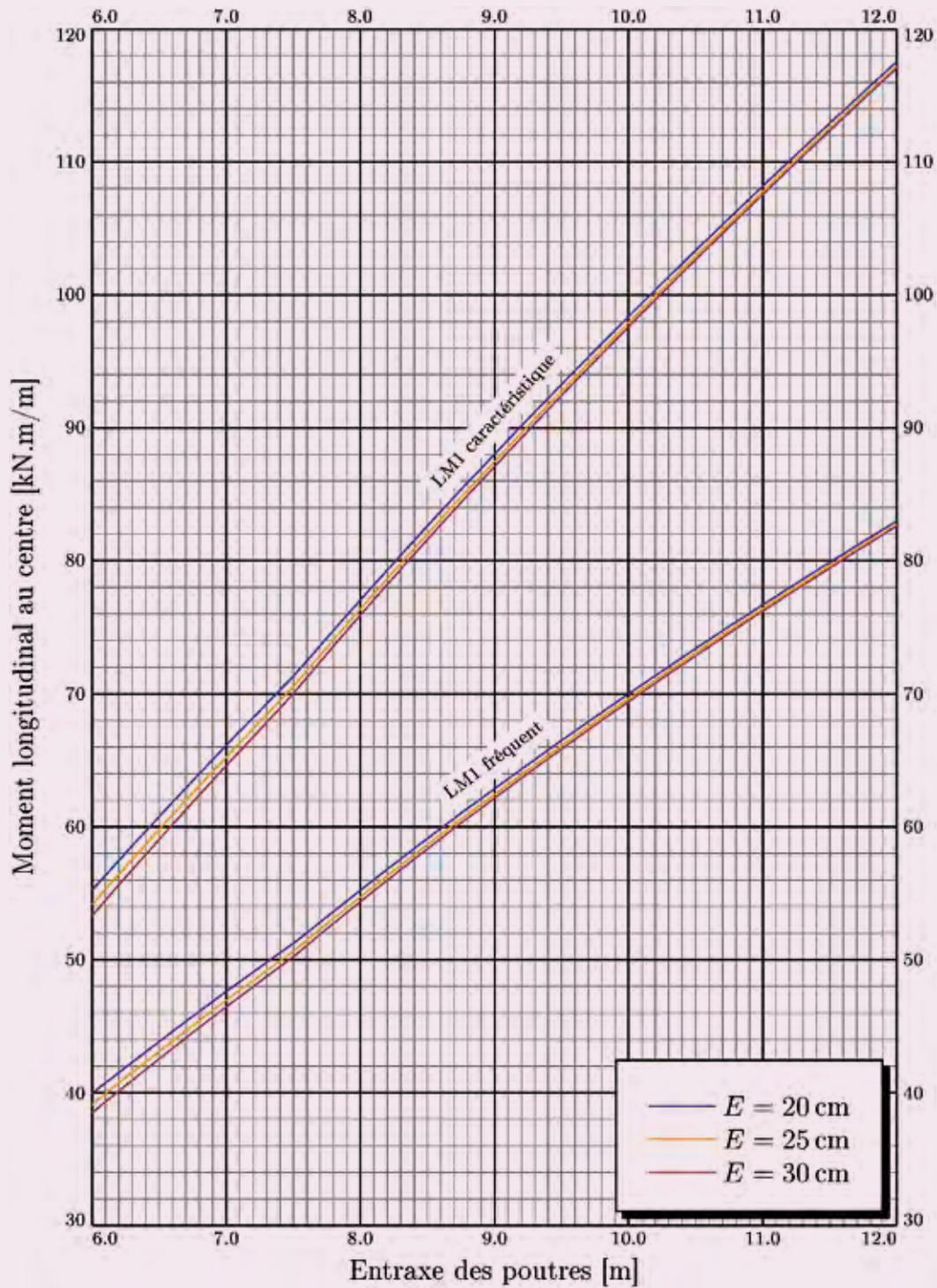


Figure 10 : abaque du moment longitudinal au centre, trafic de deuxième classe

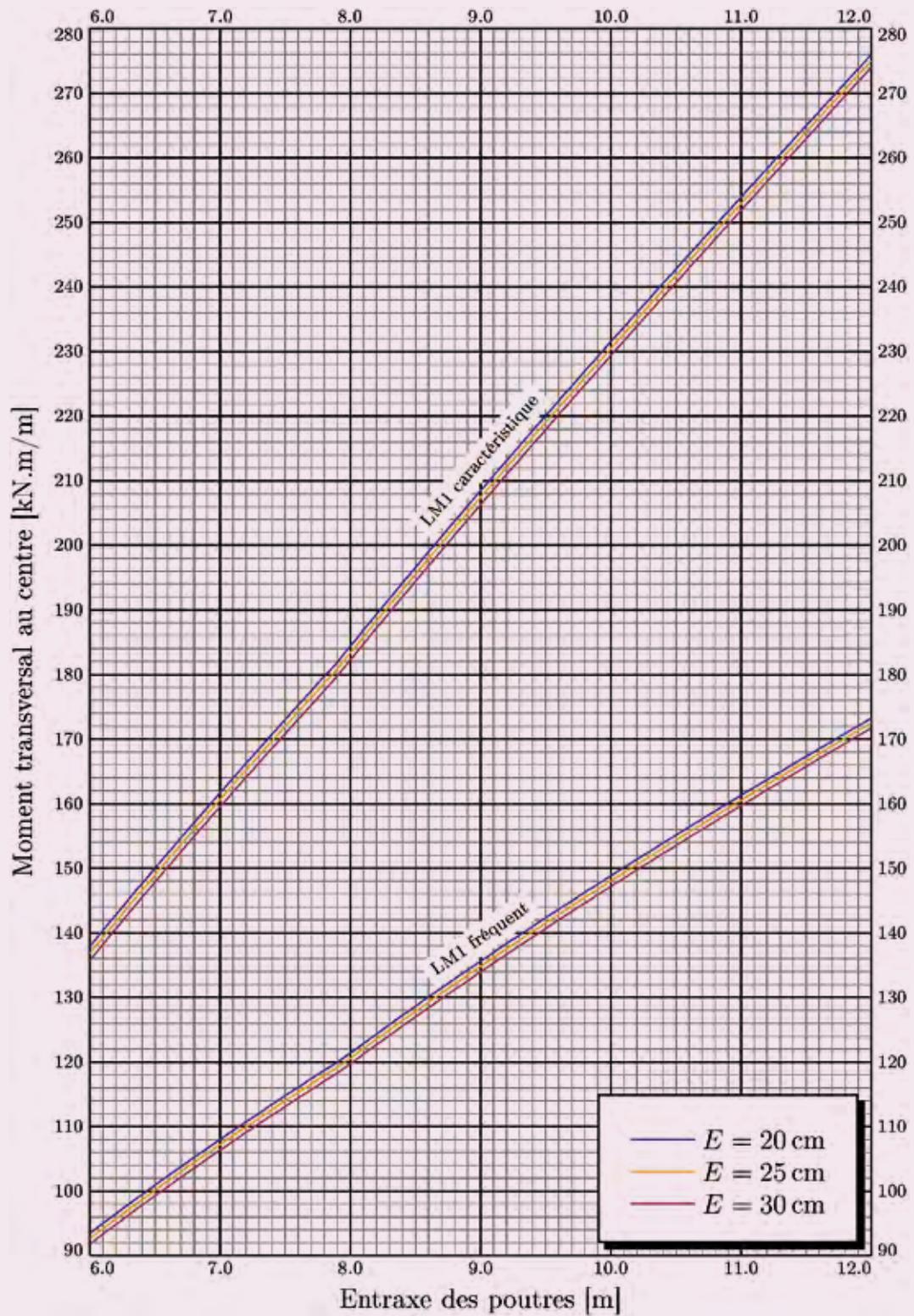


Figure 11 : abaque du moment transversal au centre, trafic de première classe

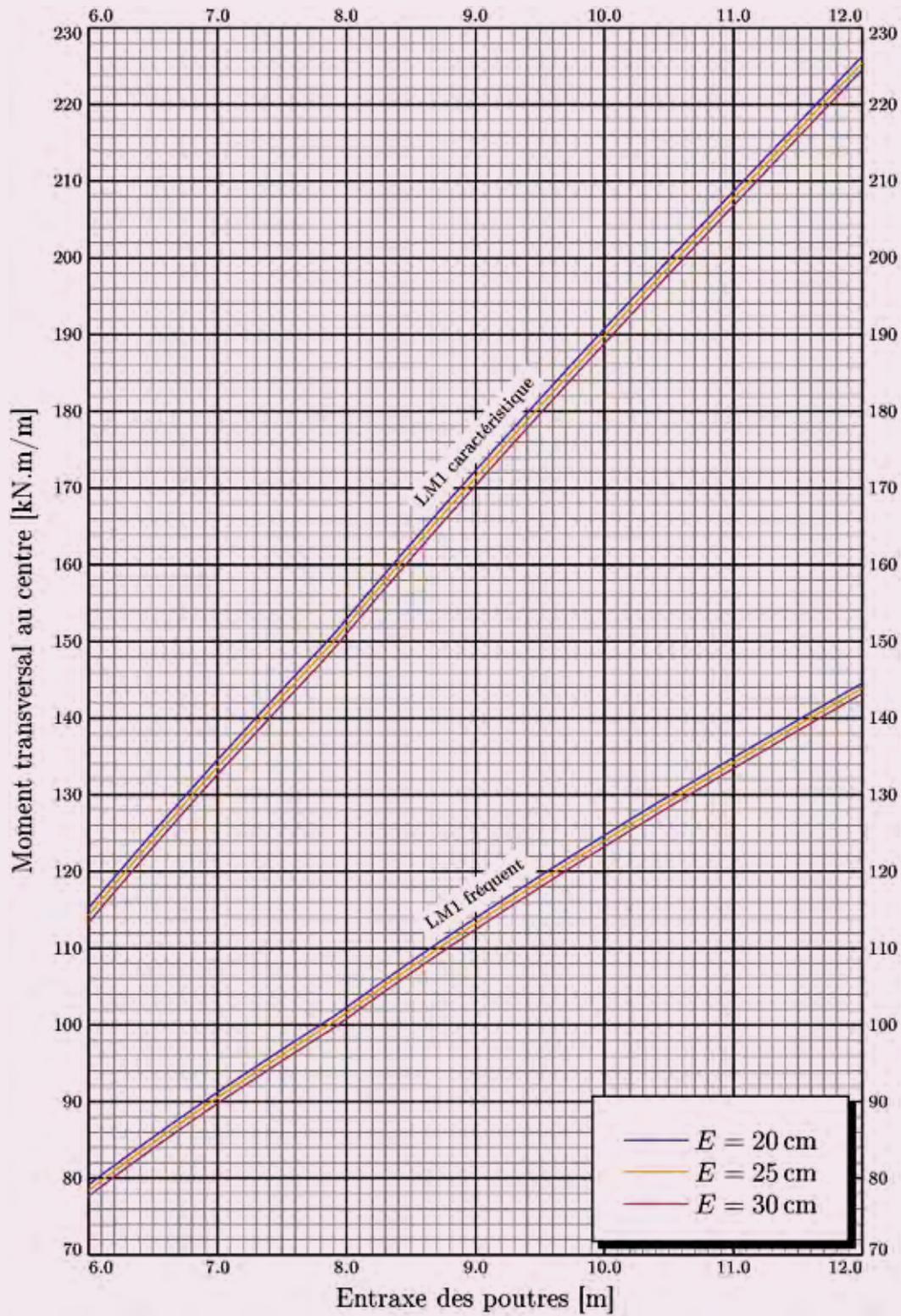


Figure 12 : abaque du moment transversal au centre, trafic de deuxième classe

Annexe A - Calcul de surfaces d'influence par éléments finis

En mécanique des structures, il est commode d'introduire la notion de *déplacement généralisé*, qui peut être une translation ou une rotation. Une *force généralisée* désigne alors une force ou un couple, suivant qu'elle travaille dans une translation ou dans une rotation.

Dans toutes les théories de structures ayant un comportement élastique et linéaire, les contraintes généralisées (contraintes, efforts ou moments fléchissants) apparaissent comme des combinaisons linéaires des dérivées du champ des déplacements généralisés. Or, dans le formalisme des éléments finis, toute dérivée du déplacement s'exprime elle-même comme une combinaison linéaire des seuls déplacements *aux nœuds*. Calculer les contraintes généralisées dans la structure revient donc à calculer une certaine combinaison linéaire des déplacements généralisés aux nœuds.

La structure étant discrétisée par éléments finis, on note q le vecteur des degrés de liberté (déplacements généralisés aux nœuds), et Q le vecteur du chargement extérieur (forces généralisées travaillant dans le déplacement q) : si q_i est une translation (respectivement une rotation), Q_i est une force (respectivement un couple) de même direction. Compte-tenu de ce qui précède, on cherche à calculer un effet X s'exprimant comme une combinaison linéaire de coefficients λ_i des déplacements q_i :

$$X = \sum_i \lambda_i q_i$$

où les coefficients de combinaison λ_i sont supposés connus. Plutôt que de calculer la valeur de X pour une configuration *donnée* de charges, on s'intéresse à *la surface d'influence* de X . Par linéarité, cette surface d'influence apparaît comme la combinaison linéaire des surfaces d'influence de chacun des déplacements généralisés q_1, q_2, \dots

La notion même de surface d'influence fait implicitement l'hypothèse que toutes les charges appliquées à la structure ont même direction (en général, la verticale pour les problèmes de génie civil) ; on supposera qu'il s'agit ici de la direction zz .

Il est aisé de montrer (par le théorème de Maxwell-Betti, résultant dans le cas discret de la symétrie de la matrice de raideur) que la surface d'influence du déplacement nodal q_i sous l'effet d'une force de direction zz est la *déformée* de la structure dans la direction zz , sous l'effet d'une force généralisée unitaire $Q_i = 1$ ($Q_j = 0, j \neq i$).

Il résulte clairement de cette propriété que la surface d'influence de la contrainte généralisée X est obtenue en appliquant simplement à la structure le chargement $Q_i = \lambda_i$. C'est ce qui a été fait ici.

Toute la difficulté réside alors dans la détermination des coefficients de combinaison λ_i . Dans le meilleur des cas, ceux-ci sont documentés dans la notice du code aux éléments finis utilisé. Sinon, ils peuvent être recalculés en suivant la démarche classique [9] :

- calcul aux points de Gauss de l'élément (les fonctions de forme de l'élément doivent être connues) ;
- extrapolation aux nœuds de l'élément (le schéma d'extrapolation utilisé par le code doit être connu ; on peut également utiliser un autre schéma d'extrapolation jugé adéquat) ;
- éventuellement, extraction de la moyenne entre tous les éléments adjacents au même nœud.

La mise en œuvre de cette méthode a finalement conduit aux chargements fictifs présentés en annexe B.

Annexe B - Chargements fictifs pour l'obtention des surfaces d'influence de la dalle de bipoutre

Chaque surface d'influence est obtenue en chargeant seulement un élément du modèle. Ainsi, la surface d'influence du moment d'encastrement est obtenue en chargeant l'élément adjacent à la poutre (du côté de l'encorbellement) et situé sur l'axe transversal de symétrie, tandis que les surfaces d'influence des moments au centre de la dalle sont obtenues en chargeant l'élément situé à l'intersection des axes longitudinaux et transversaux de symétrie (on rappelle que le modèle comporte un nombre impair d'éléments, aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal).

Les valeurs des couples C_x , C_y appliqués à chaque nœud de l'élément chargé sont présentées dans le tableau 2, où h (respectivement k) désigne la dimension de l'élément chargé dans la direction xx (respectivement yy), et les huit nœuds de l'élément sont numérotés N_1 à N_8 conformément à la figure 13. D désigne enfin la raideur en flexion de la dalle :

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

(E : module d'Young ; ν : coefficient de Poisson ; t : épaisseur de la dalle) ■

	Encastrement		Centre, long.		Centre, trans.	
	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
N_1	$\frac{5\nu D}{6k}$	$-\frac{1D}{3h}$	$-\frac{1\nu D}{6k}$	$\frac{1D}{6h}$	$-\frac{1D}{6k}$	$\frac{1\nu D}{6h}$
N_2	$\frac{5\nu D}{6k}$	$\frac{1D}{3h}$	$-\frac{1\nu D}{6k}$	$-\frac{1D}{6h}$	$-\frac{1D}{6k}$	$-\frac{1\nu D}{6h}$
N_3	$\frac{7\nu D}{6k}$	$-\frac{2D}{3h}$	$\frac{1\nu D}{6k}$	$-\frac{1D}{6h}$	$\frac{1D}{6k}$	$-\frac{1\nu D}{6h}$
N_4	$\frac{7\nu D}{6k}$	$\frac{2D}{3h}$	$\frac{1\nu D}{6k}$	$\frac{1D}{6h}$	$\frac{1D}{6k}$	$\frac{1\nu D}{6h}$
N_5	$-\frac{2\nu D}{3k}$	0	$-\frac{1\nu D}{3k}$	0	$-\frac{1D}{3k}$	0
N_6	$-\frac{2\nu D}{k}$	$-\frac{2D}{3h}$	0	$-\frac{1D}{3h}$	0	$-\frac{1\nu D}{3h}$
N_7	$-\frac{2\nu D}{k}$	0	$\frac{1\nu D}{3k}$	0	$\frac{1D}{3k}$	0
N_8	$\frac{2\nu D}{3k}$	$\frac{2D}{3h}$	0	$\frac{1D}{3h}$	0	$\frac{1\nu D}{3h}$

Tableau 2 : couples appliqués aux nœuds des éléments chargés pour l'obtention des surfaces d'influence cherchées.

Références bibliographiques

- [1] M. Thénoz, Calculs de hourdis de ponts, Bulletin Technique du Sétro n°1, 1972.
- [2] Comité Européen de Normalisation (CEN), NF EN 1991-2, Eurocode 1 - Actions sur les structures, Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, AFNOR, 2004.
- [3] H. Homberg et W. Ropers, *Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke*, Erster Band, Springer Verlag, 1965.
- [4] S. P. Timoshenko et S. Woinowsky-Krieger, *Theory of plates and shells*, Mc Graw-Hill, 1959.
- [5] BNTEC P06A, NF EN 1991-2/NA, Annexe nationale à la NF EN 1991-2, AFNOR, à paraître.
- [6] M. Fagnat, Y. Meuric et al., *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds*, Collection du guide technique GC, Sétro, 1999.
- [7] F. Hartmann et C. Katz, *Structural analysis with finite elements*, Springer Verlag, 2004.
- [8] D. Le Faucheur, Flexion locale dans les hourdis de pont, Bulletin Ouvrages d'art n°49, juillet 2005.
- [9] O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor et J.Z. Zhu, *The finite element method - Its basis and fundamentals*, 6th edition, Elsevier, 2005.

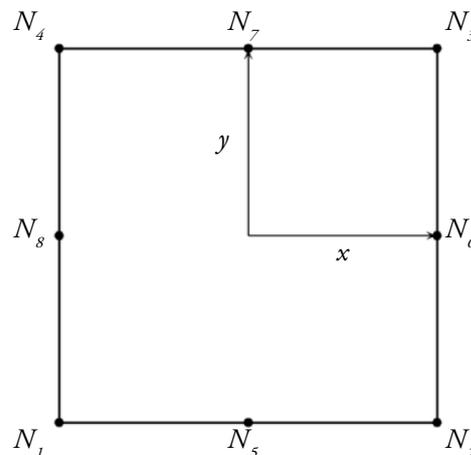


Figure 13 : numérotation des nœuds de l'élément Q_8

Les poutres PRÉCO

Une solution économique pour les petites portées, objet d'un programme de recherche européen

Jacques Berthelley, Guenter Seidl

À l'heure actuelle, les structures mixtes acier-béton acquièrent une importance croissante dans la construction des ponts, grâce à leur robustesse et leurs coûts d'entretien réduits et prévisibles. La facilité de contrôle du produit, et son prix compétitif jouent un rôle de plus en plus grand pour emporter la décision des maîtres d'ouvrages.

En application du Traité de Nice, la Commission Européenne a pris directement en main, la gestion des programmes de recherche appliquée du fonds CHARBON-ACIER. En 2006, la Commission Européenne a retenu le projet de recherche **PrECo-Beam** parmi ceux qu'elle soutient. Ce n'est pas le premier programme de ce type auquel participe le Sétra, qui est déjà engagé dans les projets **Combri** sur la stabilité des âmes.

Les autres partenaires du programme Precobeam sont :

- le bureau d'études Schmitt, S.F. et partenaires, en Allemagne,
- le bureau d'études Ramboll Sverige AB en Suède,
- la Politechnika de Wroclaw, en Pologne,
- l'Université de la Bundeswehr, en Allemagne,
- l'Université de Liège, en Belgique,
- Profilarbed S.A., du groupe Arcelor-Mittal, au Luxembourg.

L'objectif du projet est de mettre dans le domaine public un système de construction, avec ses règles de justifications, établies selon les critères des Eurocodes, et pouvant être introduites dans les versions futures de ce règlement.

Le terme « préco » été retenu pour désigner des poutres mixtes préfabriquées, servant de coffrages perdus. La largeur de la prédalle, membrure supérieure, est de deux mètres environ. Enfin le système « préco » a l'ambition d'être une technique de connexion économique.

La préfabrication est menée dans un atelier forain ou une usine proche du chantier. Les poutres PRÉCO nécessitent la réalisation en place d'une seconde dalle de béton.

Dans le cas du pont de Przemysl en Pologne, la charpente métallique est réduite aux demi-H disposés dans les talons des poutres en armatures : on pourra parler dans ce cas aussi d'armatures PRÉCO.

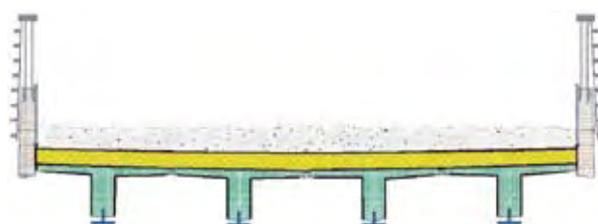


Figure 1 : coupe transversale du pont pour une piste de ski à Przemysl en Pologne - première utilisation mettant en œuvre quatre poutres PRÉCO

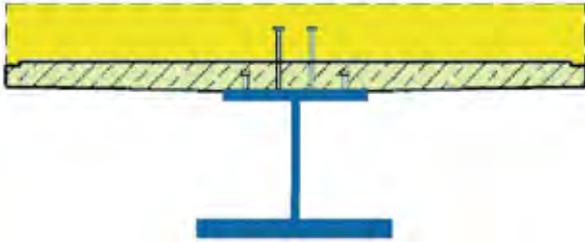


Figure 2a : poutre VFT

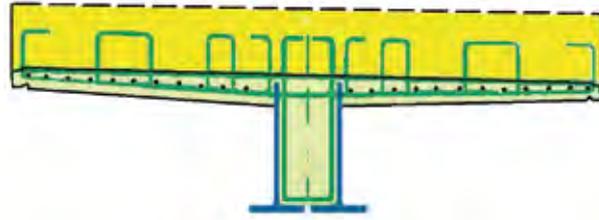


Figure 2b : poutre PRÉCO

Originalité des poutres PRÉCO

Par l'utilisation de prédalles en béton, la mixité acier-béton est effective plus tôt avec les poutres PRÉCO qu'avec les procédés de construction conventionnels des ponts mixtes acier-béton. En général, le poids propre du coffrage et du béton mou repose en effet uniquement sur les poutres en acier dans un pont mixte traditionnel.

Les poutres PRÉCO peuvent aussi être considérées comme une variante des Tabliers à Poutrelles Enrobées (TPE). Comme le système PSI-PAP, les poutres PRÉCO permettent d'alléger les TPE, sans toutefois recourir à aucune technique particulière coûteuse. Les poutres PRÉCO sont comparables au procédé VFT introduit par le bureau d'études Schmitt, Stumpf, Frühauf et partenaires, qui est couramment utilisé en Allemagne depuis une dizaine d'années. Le procédé VFT a déjà démontré sur de nombreux ponts l'intérêt économique de prédalles en béton disposées dans le sens longitudinal pour les petites et moyennes portées (voir figures 2a et 2b).

Les poutres PRÉCO vont plus loin, car elles se passent de la membrure supérieure métallique rendue inutile.

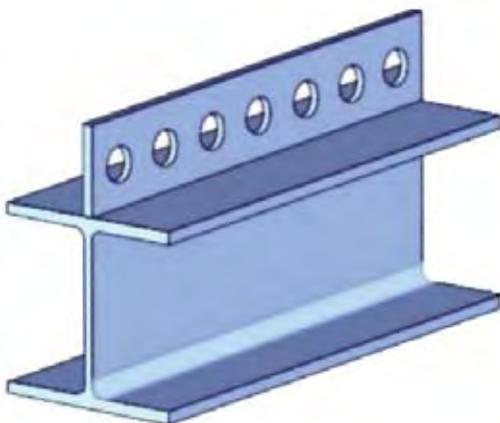


Figure 3a : connecteur Perfobond

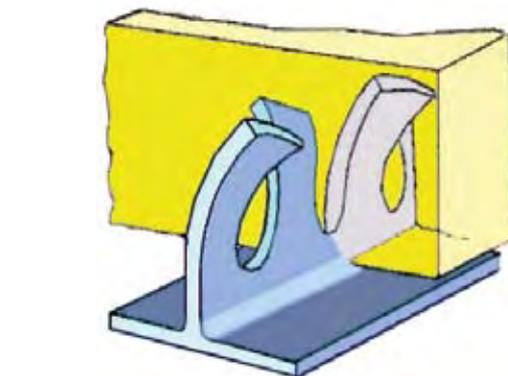


Figure 3b : connecteur du CETE de l'Est

Outre l'économie de la membrure supérieure, tous les connecteurs goujons sont remplacés dans la poutre PRÉCO par des armatures passives beaucoup moins coûteuses. L'âme de la poutre métallique est directement connectée à la prédalle.

De tels systèmes de connexion sur une âme font depuis longtemps l'objet de recherches.

On peut citer le connecteur Perfobond où des armatures traversent des perçages, et le connecteur testé par le Laboratoire des Ponts et Chaussées de Nancy. Il a été développé dans les années 80 par l'équipe de Robert Marcellier : Pierre Trouillet et Jean-Michel Hottier (voir figures 3a et 3b).

Dans le cas de la poutre PRÉCO du projet de recherche européen Precobeam, l'âme ne présente pas d'ouvertures circulaires. Elle n'est pas percée, pour éviter cette opération coûteuse. Elle est simplement découpée, comme pour le connecteur du Laboratoire de Nancy. La découpe PRÉCO suit une ligne continue qui réduit le plus possible les chutes.

Des réalisations plus anciennes encore d'une connexion selon ce principe sont celles des ponts de franchissement de l'Oise de Conflans et de Cergy aux études desquels le Sêtra (appelé alors SCET) a participé entre 1965 et 1966 (photo 1).

Pour les ponts de franchissement de l'Oise les tôles découpées utilisées en connexion sont associées à une précontrainte transversale ainsi qu'à des dénivellations d'appui et à une précontrainte longitudinale pour éviter de faire fonctionner la connexion utilisant fortement l'effet de frottement entre l'acier et le béton dans du béton tendu risquant de fissurer. Dans l'avenir, un effet de préflexion par dénivellations d'appui, la mise en tension préalable de l'ossature et la prise en compte de l'effet de frottement ne sont pas à exclure avec les poutres PRÉCO. L'effet de frottement peut aussi être renforcé par une précontrainte par fils adhérents dans les prédalles. Mais ces développements ne font pas aujourd'hui partie du projet Precobeam.

Aujourd'hui la découpe PRÉCO doit être optimisée pour offrir la meilleure transmission possible d'efforts de glissement sans recours à une précontrainte (figure 4).

Dans le cas où la poutre PRÉCO est soumise à des chargements répétés, la découpe ne comporte pas d'angle rentrant mais un arrondi permettant aussi une meilleure tenue vis-à-vis de la fatigue. Des essais de fatigue de la connexion dans le béton fissuré sont indispensables pour ne pas limiter l'utilisation des poutres PRÉCO aux zones de moment positif.

Dans la figure 5, les flèches figurent le tracé possible de l'outil de coupage. L'outil va de A en B suivant le tracé rouge, revient en A selon le tracé noir puis en B suivant le tracé bleu, et ainsi de suite.

Dans tous les cas, la découpe PRÉCO offre un effet anti-soulèvement et les armatures peuvent être facilement disposées dans la découpe.

En ce qui concerne les seules poutres, une grande variété de morphologies est possible, ce qui offrira aux architectes un grand espace de liberté.

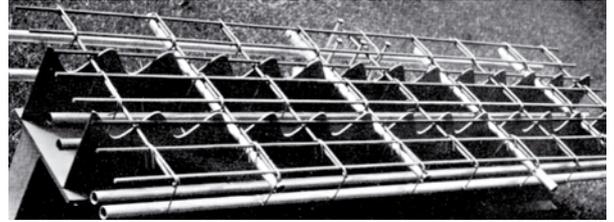


Photo 1 : maquette des essais définis par le SCET en 1965 pour tests en flexion sur appui intermédiaire – Source : archives Sétra

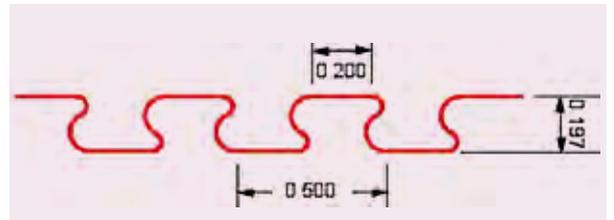


Figure 4 : découpe possible d'une connexion PRÉCO avec un rayon minimal de 35 mm en angle rentrant

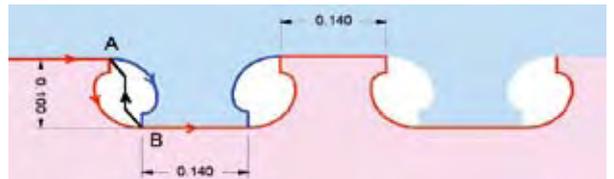


Figure 5 : découpe d'une connexion PRÉCO en clothoïde avec un rayon maximal de 80 mm en angle rentrant, pour améliorer la tenue en fatigue et présentant un effet anti-soulèvement. On notera l'analogie avec la découpe de l'âme d'une pièce transversale de dalle orthotrope.



Cas 1 : demi-profilé et hauteur constante.
Découpe PRÉCO pour le bâtiment

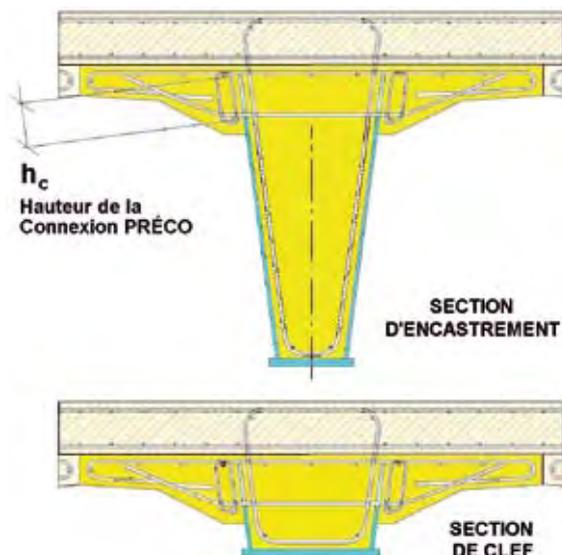
Dans le cas n°1 figure 6, l'aspect extérieur est celui d'un pont en béton armé, avec seulement la membrure inférieure apparente comme dans le cas des poutrelles enrobées. Le « point triple » Acier-Béton-Atmosphère peut poser des problèmes de corrosion en interstices en fonction de l'environnement. Dans le cas de la maquette en photo, la membrure inférieure est dégagée pour faciliter l'entretien de cette zone d'accès difficile.

La forme en U du cas n°2 est aussi possible car pendant le bétonnage, cette forme peut être maintenue par les étalements de l'atelier forain de préfabrication, sans qu'il soit besoin de prévoir des raidisseurs soudés métalliques des âmes. La prédalle peut aussi avantagusement être coulée quand la poutre PRÉCO est posée à l'envers.

Cette forme en U nous affranchit des problèmes de corrosion évoqués pour la forme n°1. Elle permet d'assurer la qualité de parement extérieur d'un pont métallique dont on choisit la couleur, et elle assure aussi une meilleure résistance vis-à-vis des chocs de véhicules hors gabarit.

Dans le cas n°2, où l'âme découpée remonte jusqu'à l'intérieur de la prédalle, le poids propre des encorbellements de la prédalle crée un moment fléchissant favorable pour la reprise des efforts de glissement, car la partie basse du béton est comprimée et vient serrer la ou les âmes métalliques. Ce serrage ajoute un frottement à la connexion qui ne sera pas pris en compte dans un premier temps, des essais spécifiques étant nécessaires pour mesurer l'importance de l'effet favorable ainsi produit.

Si la morphologie n°2 est utilisée en zone de moment négatif, à l'encastrement d'un cadre par exemple, une membrure supérieure pourra être nécessaire. Les résultats d'essais et les calculs en décideront.



Cas 2 : PRs en U et hauteur variable.
Disposition d'ouvrage d'art

Figures 6 : deux déclinaisons possibles des poutres PRÉCO

Intérêt de la poutre PRÉCO pour le maître d'ouvrage

Le procédé PRÉCO vise par la préfabrication à augmenter la qualité des réalisations, et à diminuer pour le maître d'ouvrage les frais d'entretien grâce à la robustesse des structures obtenues. Les poutres en acier demeurent en effet bien accessibles. Les cadres réalisés en éléments PRÉCO permettent d'éviter à la fois joints de chaussée et appareils d'appuis, souvent sujets à des dégradations dans le temps. Enfin, le tablier monolithique du béton armé de seconde phase est coulé en place sans joints, ni dans le sens longitudinal ni dans le sens transversal, ce qui constitue un gage de qualité.

- La préfabrication presque totale des poutres réduit les travaux sur chantier, et aboutit à des missions de montage sur site très économiques, avec des temps de pose réduits. C'est un avantage incomparable pour répondre à la problématique de limiter le plus possible les nuisances et les risques sur les chantiers ; de même que les coupures de circulation sur les voies franchies, notamment quand on doit tenir compte des coûts indirects qu'une déviation impose par exemple aux usagers.
- La préfabrication permet l'utilisation de béton fibré à « ultra-hautes » performances (BFUP) pour les prédalles. Des essais avec du BFUP sont prévus dans le projet Precobeam.
- Les poutres PRÉCO sont généralement destinées à être montées à la grue. Les prédalles en béton faisant office de membrures supérieures dispensent de dispositifs spéciaux pour assurer la sécurité en cours de construction vis-à-vis des instabilités élastiques des poutres en acier dues à la faible rigidité horizontale vis-à-vis des moments d'axe vertical.

Les « ballonnages » constituent un haubanage dans le plan horizontal qui gêne par exemple lors du montage à la grue : (figure 7) voir le guide montage des ponts métalliques BT8 du Sétra (page 115).

Grâce aux prédalles en béton, la sécurité sur le chantier vis-à-vis des phénomènes de déversement est notablement augmentée.

- Les poutres PRÉCO peuvent être conçues pour fonctionner au-delà des limites d'emploi des poutres en béton précontraint, par exemple pour des viaducs à travées isostatiques ou continues. Elles permettent aussi de réaliser des cadres de grande portée. L'étude montrera si les poutres PRÉCO peuvent se substituer aux poutres VIPP.

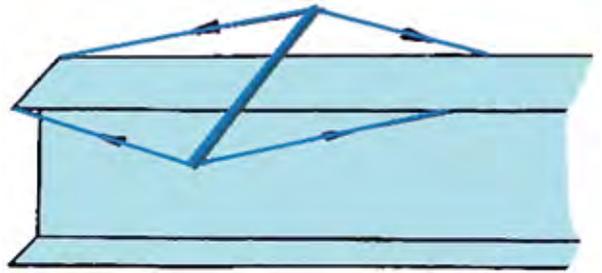


Figure 7 : haubanage dans le plan horizontal

- On peut même imaginer d'avoir quelques ossatures de poutres PRÉCO toutes prêtes d'avance pour être découpées à la demande et utilisées comme ponts de secours,
- Le faible poids des poutres PRÉCO allié à leur grande résistance à la flexion ouvre de nouvelles dimensions aux portées des ponts préfabriqués, et permet de réaliser des ouvrages élancés et esthétiques. La richesse des possibilités architecturales permises a déjà été évoquée. C'est évidemment aussi un point important pour la plupart des maîtres d'ouvrages.
- Enfin les poutres PRÉCO utilisent au mieux les ressources naturelles : les matériaux béton et acier ne sont employés que là où il faut, et le revêtement anticorrosion n'est appliqué si nécessaire que sur de faibles surfaces. Les matériaux de construction sont donc recyclables et ne produisent que très peu de déchets chimiques en fin de vie de l'ouvrage.



Photos 2 : exemple de poutre PRÉCO constituée de demi profilés découpés, ...

Exemples d'applications

Les photos 2 illustrent la première application pour un pont piéton en Pologne à Przemysl.

La connexion PRÉCO aurait par exemple permis de simplifier les pièces de pont d'about du pont de la Croix Verte en Avignon pour les rendre moins coûteuses (photo 3).

Perçages coûteux et soudures de cornières auraient été évités.

Ces pièces de pont d'about en béton qu'il faut connecter à la charpente métallique lestent les extrémités du pont caisson, en empêchant tout soulèvement des appuis sous charges ultimes.

Les appuis sont à l'extrémité des pièces de pont.

D'autres exemples d'application sont possibles notamment pour les franchissements très biais dits de sauts de mouton.

Grâce à sa rigidité de flexion, le pont cadre, est bien adapté à ce cas de figure et permet alors un grand élancement et une silhouette esthétique.

La charpente affinée à la clef d'un pont mixte d'une seule travée, souvent esquissée par les architectes en dépit de son caractère peu mécanique quand la travée est isostatique, pourra devenir réalisable de façon plus compétitive puisque cette forme est appropriée à un schéma statique bi-encasturé.

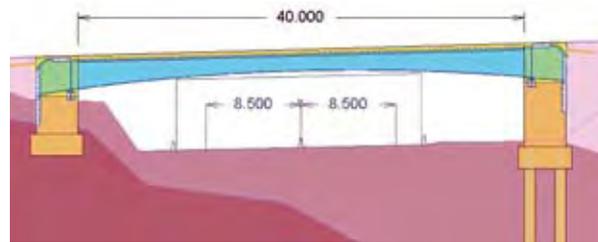


figure 8 : schéma de principe d'un type de pont envisageable

Mais les dispositions à prendre pour l'encastrement à l'about du pont dépendent des résultats d'essais et des calculs correspondant aux contraintes propres à chaque projet. Elles feront l'objet de mises au point lors des études à venir.

On peut viser, tant pour des ponts routes que des ponts rails, des portées allant dans le cas des cadres jusqu'à 40 m environ. Ce type de pont devrait permettre par exemple de franchir élégamment et dans des conditions très économiques des voies autoroutières sans appui intermédiaire sur le terre plein central. La durée de pose à la grue des poutres PRÉCO est réduite, et l'intervention d'un outil coffrant au-dessus des voies franchies n'est plus nécessaire.

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 ■



Découpe thermique en usine



Détail d'about

selon une découpe convenant bien aux ponts piétons – Source : SSF



Photo 3 : pièces de pont d'about de caisson mixte avant mise en place de tous les aciers et bétonnage

La gestion des ponts en Allemagne

Jacques Berthelley

L'article qui suit est tiré d'un article paru le 30 mai 2006 dans le FAZ (Frankfurter Allgemeine Zeitung) un grand quotidien d'Allemagne. Georg Küffner, journaliste du FAZ, enquête sur le terrain et s'entretient d'abord avec un ancien haut responsable des ponts.

Cette interview est trop longue pour être reproduite. C'est la méthode de gestion des ponts en Allemagne qui est abordée dans la première partie de cette interview.

En 1999, l'Administration allemande a élaboré une méthode d'évaluation des ponts très proche de la méthode française IQOA.

Toutefois l'attribution d'une note chiffrée a été retenue en Allemagne, plutôt qu'une répartition directe en classes d'état.

Cette note doit traduire l'urgence d'une réparation sur un pont.

Après l'inspection d'un pont, chaque dégradation reçoit donc une note de pondération. Pour ce faire, les inspecteurs disposent d'une table de référence : un catalogue normatif des dégradations typiques dont les gravités sont quantifiées. Un point faible met en cause soit la **stabilité** de l'ouvrage, soit la **sécurité** du trafic soit encore la **durabilité** du pont. Un ouvrage reçoit donc finalement une note relative à chacun de ces trois enjeux dont la hiérarchie est significative.

La note générale qui en est déduite résume l'évaluation et permet la répartition en classes.

Les ponts peuvent être répartis en classes comme dans la méthode IQOA, mais à partir de la note chiffrée, et

avec l'objectif, selon un rapport Brime, d'obtenir une répartition en classes comparable à celle de la méthode IQOA telle qu'elle était appliquée en 1994.

La grande analogie entre les premières évaluations des patrimoines français et allemands de ponts n'est en fait qu'apparente. Dès 1996, la classe 2S disparaît de la méthode IQOA pour faire place à une mention S destinée à souligner l'urgence d'une réparation des équipements d'un ouvrage. La répartition en classes est de ce fait plus directement liée en France à l'état des structures.

En Allemagne, le mauvais état d'un garde-corps peut dans un cas limite ajouter des mauvais points à la note chiffrée du pont. Elle pourra ainsi passer de 3,4 à 3,5. Dans les diagrammes qui présentent l'analogie des

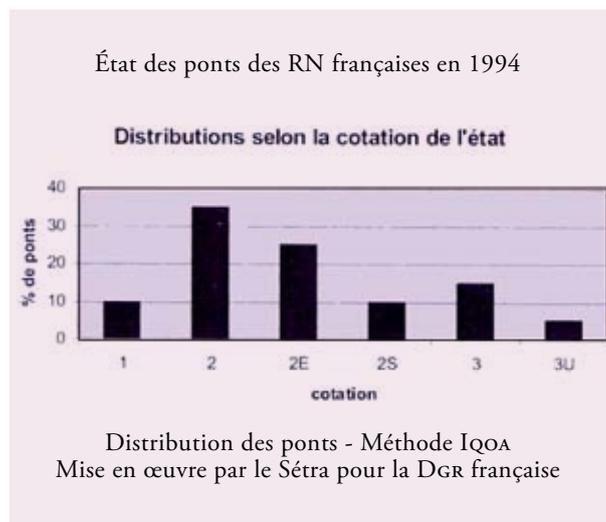


Figure 1 : comparatif des états initiaux



Photo 1 : nacelle de visite pour inspection, et gêne du trafic qu'il faut accepter – Source : Georg Küffner



Photo 2 : les outils les plus importants de l'inspecteur de ponts allemand sont le marteau... et l'oreille.

Pour trouver les points faibles de la structure, il lui suffit de taper régulièrement, comme il le fait ici sous un fond de caisson.

Toute résonance inhabituelle ou toute évolution est notée soigneusement – Source : Georg Küffner

méthodes françaises et allemandes, le pont passerait alors de la classe 3 à la classe 3U d'IQA.

En revanche la méthode d'évaluation a été élevée en Allemagne au rang de norme, si bien que l'état des ouvrages de tous les maîtres d'ouvrages est évalué de la même manière dans ce pays, et qu'un secteur privé efficace de l'inspection a pu s'y développer.

À partir de ces résultats, des études comparables à celle menée en France en 2002 pour les ponts en béton armé ont été tentées (voir revue Ouvrages d'art n°33 de décembre 1999). Ainsi l'évolution des notes entre 2001 et 2004 (figure 2 tirée de l'article du FAZ) met en évidence un besoin croissant d'investissement dans l'entretien des ponts du patrimoine routier national allemand.

Pour conclure, la première personne interviewée souligne notamment la difficulté de construire les ponts d'excellente qualité, qui sont pourtant le meilleur marché qu'on puisse faire si l'on considère le cycle entier des coûts de construction et d'entretien. La recherche imposée par le Code des marchés allemand du moindre coût de construction n'est pas toujours facile à concilier avec la recherche de la plus grande durabilité.

Son mot de la fin est le rapprochement suivant : « aucun patient ne confierait l'opération de son cœur au chirurgien le moins disant ».

État des ponts des RF allemandes en 1999



Distribution des ponts - Méthode allemande

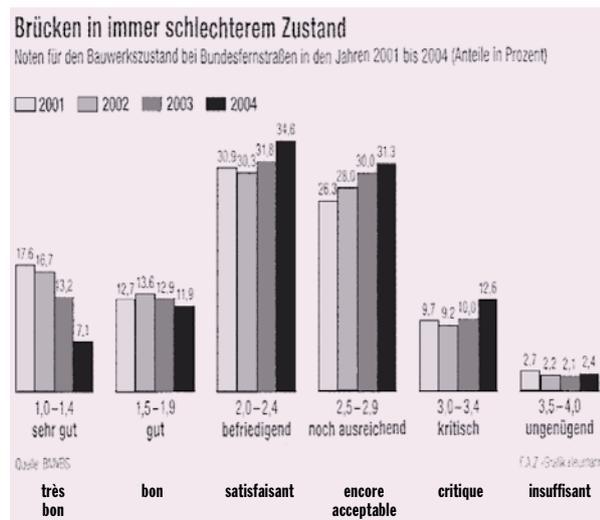


Figure 2 : l'état des ponts allemands se dégrade constamment Notes d'état recueillies sur les routes fédérales entre 2001 et 2004.

Dans une seconde partie de l'article du FAZ, Georg Küffner s'entretient avec le Secrétaire d'état fédéral au Ministère des Transport de la Construction et de l'Urbanisme chargé des relations avec le Parlement allemand.

Un tiers des dépenses d'entretien pour le réseau routier de l'État fédéral va à la réparation des ponts

Une interview menée par Georg Küffner

Les ponts routes d'Allemagne font régulièrement les gros titres des journaux, car leur état est mauvais et leur stabilité se trouve du coup mise en cause. Quelle est la qualité des ponts du point de vue du Ministère ?

L'État de République fédérale d'Allemagne a en sa possession sur le réseau des grandes routes environ 37 100 ponts. La plus grande partie de ces ouvrages - et de très loin - est dans un état qu'on peut qualifier de très bon à acceptable. C'est seulement une petite partie des ponts qui a reçu une note plus mauvaise que trois dans un système d'évaluation visant lors des inspections de routine que subissent les ponts à leur attribuer des notes comprises entre 1 et 4. Et ce résultat ne veut pas dire qu'il s'agit de ponts sur lesquels il ne faudrait plus passer. Ces mauvaises notes ne signifient pas que la stabilité des ponts est en cause, mais signifient que des travaux d'entretien doivent être entrepris rapidement, en raison des dégradations qui ont été repérées sur ces ouvrages, de façon à ce que les capacités fonctionnelles puissent être assurées à plus long terme. Il n'existe pas de limitation d'emploi liée à une simple note d'état.

Les ponts prennent de l'âge et du coup le nombre de dégradations dont ils sont l'objet augmente fatalement. Avec quelle philosophie de la sécurité fait-on face à ce processus rampant de vieillissement ?

En se fondant sur la base d'une inspection régulière, comme principal élément de notre stratégie, on arrive à mettre en œuvre les mesures d'entretien qui garantissent la sécurité et la durabilité des ouvrages d'art des routes fédérales. Grâce à la mise au point et à l'application dans tout le pays d'une méthode de gestion de l'entretien des ponts, les conditions sont maintenant remplies pour mettre en place les moyens d'une maintenance orientée en fonction des besoins. Dans le plan de circulation fédéral 2003 qui couvre la période allant de 2001 à 2015, les volumes financiers nécessaires à une maintenance adaptée des ponts ont

ainsi été mis en place. La maîtrise d'œuvre et le suivi des réparations sont le travail des Administrations régionales qui agissent au nom de l'État fédéral par délégation en suivant les programmes de maintenance approuvés au niveau fédéral.

Pour que les dégradations et les défauts des ouvrages d'art soient détectés à temps, il faut qu'ils soient régulièrement inspectés par des spécialistes. Avec les réductions d'effectifs qu'on rencontre dans tous les services, pourra-t-on disposer d'un nombre suffisant de gens qualifiés ?

Pour garantir constamment la capacité fonctionnelle et la sécurité des ouvrages d'art, ceux-ci sont obligatoirement soumis à une surveillance régulière et spécialisée. Le texte de référence pour l'inspection des ouvrages de Génie Civil est la norme DIN 1076 : « Ouvrages d'Ingénierie routière, Surveillance et Inspection ».

Selon cette norme tout pont doit faire l'objet d'une inspection principale tous les six ans, qui doit être menée par des ingénieurs du Génie Civil ayant reçu une formation spéciale. À cette occasion, toutes les parties d'ouvrage doivent être inspectées à portée de main par le personnel, qui doit donc pouvoir disposer des moyens d'accès appropriés. Trois ans après, on doit pratiquer de plus une inspection simple intermédiaire. Enfin les services routiers ou autoroutiers compétents doivent visiter les ouvrages chaque année, et deux fois par an, ils les observent pour repérer des dégradations visibles à l'œil nu. Les résultats de toutes ces observations sont consignés pour chaque pont selon une procédure bien définie. Les Directions Régionales des Routes sont responsables des inspections conformes à la norme DIN 1076. Les Régions ont encore jusqu'à présent recours principalement à leur propre personnel pour ces inspections, qui reçoit une formation particulière pour cela. Des inspections sont cependant de plus en plus souvent aussi confiées à l'extérieur. Dans ce cas, c'est la responsabilité de l'Administration Régionale de s'assurer que le personnel qui est employé dispose bien des qualifications particulières qui sont requises par la norme DIN 1076 pour mener des inspections de ponts.

Comment s'assure-t-on que l'on a consacré suffisamment de ressources financières à l'entretien des ouvrages d'art ?

Dans le plan de circulation fédéral 2003 du gouvernement central, les moyens financiers de l'entretien des routes ont été mis en place sur la base d'un calcul de simulation des besoins en réparation. Jusqu'en 2015, il y a en tout 34,4 milliards* d'euros qui ont été réservés à l'entretien du réseau routier

* Cette somme importante (34,4 milliards d'euros) est calculée sur 12 ans et inclut vraisemblablement des budgets d'investissement. Le budget annuel à venir consacré au seul entretien des ponts fédéraux serait en Allemagne de l'ordre de 200 à 300 M€ par an pour 37 100 ponts. Le budget annuel français qui correspondrait est alors actuellement de l'ordre de 50 M€ pour les 9 200 ponts des RN après la décentralisation de 2006.

fédéral. La part des ponts et des ouvrages d'ingénierie s'élève à environ 25 à 30 pour-cent de ce total. Les moyens à prévoir pour mettre en œuvre les inspections sont en revanche l'affaire des Régions ■

Références bibliographiques

Projet européen BRIME, Godart B. « *La gestion des ponts en Europe.* » LCPC, Ouvrages d'art, mars 2005, (réf.OA49).

Odent N. ; Berthelley J. « *Bridges asset ageing model and theoretical simulation of the effect of a maintenance budget policy on bridge condition in French national heritage.* » IABMAS'2002, first international Conference on bridge Maintenance, Safety and Management, Barcelone, juillet 2002.

Dr. Ing. Haardt P. « *Development of a Bridge Management System for the German Highway Network.* » IABMAS'2002, first international Conference on bridge Maintenance, Safety and Management, Barcelone, juillet 2002.

Odent N. ; Berthelley J. ; Delfosse G. « *Impact d'une politique de gestion sur l'état d'un patrimoine d'ouvrages en béton armé.* », Bulletin Ouvrages d'art du CTOA du Sétra n°33, décembre 1999.

Publication récente intéressante

Nous signalons aux lecteurs intéressés le mémoire présenté par M. David Chardonieras en vue de l'obtention d'un diplôme d'ingénieur CNAM qui porte sur « la pathologie, maintenance et réparations des appareils d'appui des ponts et viaducs ».

Ce travail a été préparé sous la direction de M. D. Esbrat (anciennement LRPC d'Aix).

Ce mémoire vient compléter la bibliothèque de la documentation de tout spécialiste chargé de la gestion des ouvrages d'art.

La partie historique est très utile pour l'identification d'appareils d'appui sur des ouvrages anciens, principalement de la période 1940-1965.

La partie pathologie répertorie les désordres identifiés, énonce les causes possibles et propose la ou les décisions à prendre, avec un degré d'urgence.

Le vérinage des tabliers est abordé sous la forme d'une description des trois principaux modes de vérinage les plus fréquemment utilisés.

Enfin, une riche documentation photographique vient illustrer l'ensemble des pathologies rencontrées. Elle constitue un exemple de la nécessité d'une politique de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art.

Ce document est disponible sur le site « <http://cnam-limousin.fr> » sur la page d'accueil, on clique sur le logo de la FIR puis on entre sur la page de téléchargement du mémoire qui donne les infos suivantes :

- Ouvrage sur la pathologie
- Sciences et Technologies de l'Industrie

Télécharger le contenu du mémoire au format Pdf ouvrage - Pathologie, maintenance et réparation des appareils d'appui des ponts et viaducs de David Chardonieras -21 juin 2004 (taille 24 Mo). Le fichier est gros (attente de 1 à 2 minutes sur 512 ko/s).

Michel Fragnet

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Les appareils d'appui structuraux pour ouvrages d'art : choix, dimensionnement et mise en œuvre	27 mars 2007
Cycle « Formuler les bétons » module 2 : la game des bétons modernes	28 et 29 mars 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 2 : grands ouvrages en béton précontraint	10 mai 2007
Exigences techniques pour l'exécution des constructions métalliques (bâtiment et génie civil) : la nouvelle norme EN 1090	5 et 6 juin 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 4 : ouvrages métalliques associé au stage du 12 au 14 juin 2007	12, 13 juin 1/2 journée 2007
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 4 : ouvrages métalliques et ponts à câbles	12 au 14 juin 2007
Les bétons de structure et leurs interactions avec les nouveaux référentiels (NF EN 206-1, fascicule 65, EN 13670, Eurocodes) : une nouvelle façon de viser la durabilité des ouvrages	26 et 27 juin 2007

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

Publications

• Diffusion des efforts concentrés - Efforts de précontrainte et des appareils d'appui

Guide méthodologique et Exemples d'application
Référence : 0634 – novembre 2006 – 38 et 112 pages
– Prix de vente de l'ensemble : 20 euros

Ce guide méthodologique propose une méthodologie de traitement des zones de diffusion des efforts concentrés. La majorité des difficultés de ces zones délicates provient principalement des efforts de précontrainte dont l'augmentation continue de la puissance unitaire des câbles a rendu encore plus aigu le problème du dimensionnement des zones d'ancrage, donnant lieu à des fissurations de caractère pathologique.

Ce guide méthodologique complète les textes européens, tout en restant homogène avec eux, l'Eurocode 2 étant très discret sur la présente question. Il est accompagné d'un document « Exemples d'application ».

Le guide méthodologique et le document Exemples d'application sont indissociables et ne peuvent être vendus séparément.

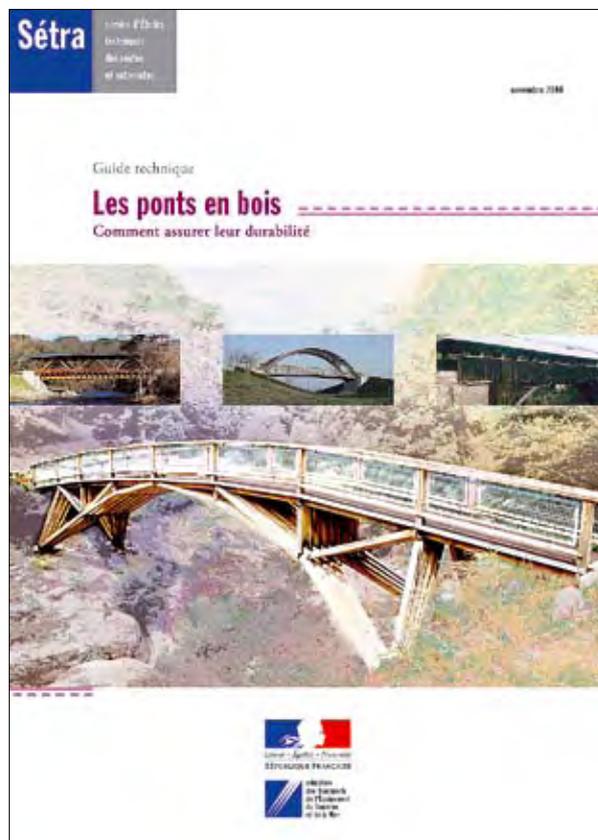
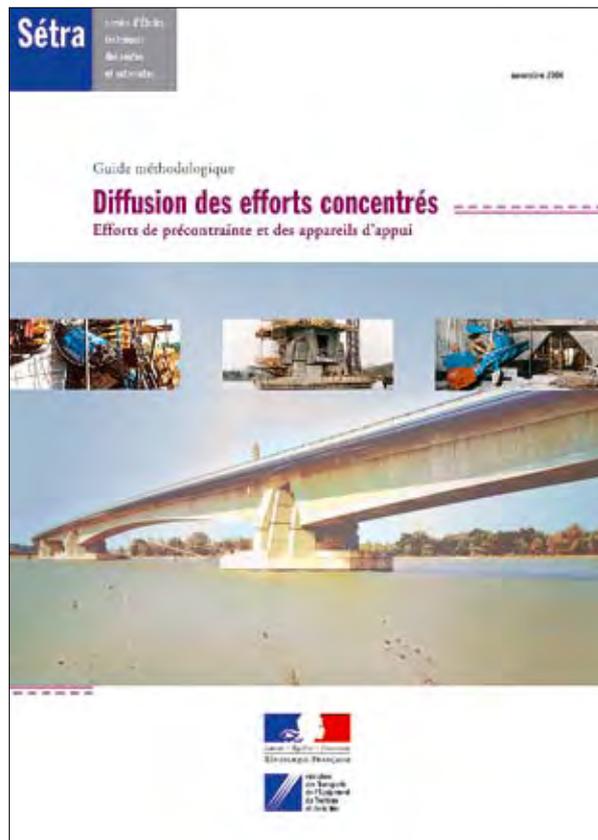
Ponts en bois - Comment assurer leur durabilité

Guide technique
Référence : 0647 – novembre 2006 – 124 pages –
Prix de vente : 21 euros

Avec les préoccupations environnementales, les maîtres d'ouvrage redécouvrent le bois et son aspect chaleureux. Par ailleurs, les ponts en bois sont légers et faciles à monter : ils possèdent ainsi un fort potentiel de développement, en particulier les ponts pour piétons. Cependant, la pérennité de ces structures repose sur le choix de bonnes dispositions constructives protégeant le bois, ainsi que sur la qualité de leur entretien. En outre, en cas de démolition d'un pont dont les bois ont été traités, les maîtres d'ouvrage sont responsables des déchets toxiques produits.

Ce guide, après un historique des ponts en bois :

- rappelle les notions essentielles sur l'anatomie et les propriétés mécaniques et physiques de ce matériau,
- présente les agresseurs et les méthodes de préservation du bois, en soulignant les inconvénients de certaines méthodes chimiques de préservation,
- expose les principales dispositions constructives à adopter pour assurer la conservation du bois,
- fournit des conseils aux maîtres d'œuvre pour formaliser une bonne prescription d'essences, de traitements de préservation et d'exigences constructives.



Note technique sur l'application nationale de la norme NF EN 1337 (appareils d'appui structuraux)

Note d'information série Ouvrages d'art n°27

La publication de pratiquement toutes les parties de la norme NF EN 1337 sur les appareils d'appui (il ne reste plus que la partie 8 sur les dispositifs de blocage et de guidage) modifie complètement le paysage normatif sur les appareils d'appui des ponts.

Ce nouvel environnement doit être appréhendé, compris et correctement appliqué. Ces normes doivent permettre, pour les parties harmonisées, la mise en place du marquage CE sur ce type de produit. Par contre, si tous les produits doivent être marqués CE, le maître d'ouvrage a le devoir de vérifier que le produit qu'il souhaite utiliser est adapté à son ouvrage. Or les normes, et le marquage CE, comportent des possibilités de choix qui doivent être complétés dans les clauses des marchés particuliers.

L'objet de la présente note d'information technique est de lister les possibilités de choix qui restent à l'initiative du maître d'ouvrage et lui donner les conseils pour faire ce choix et compléter, en tant que de besoin, la norme NF EN 1337.

Outre cette note d'information technique, il est signalé l'existence de deux guides techniques (en cours de refonte et prochainement réédités) préparés par le Sétra sur les « appareils d'appui en caoutchouc fretté » et les « appareils d'appui à pot » pour aider les projeteurs dans le calcul des appareils d'appui, voire lui proposer des outils, sous forme de logiciels de pré dimensionnement.

Ce document a été préparé par un groupe d'experts issus, notamment, de la Commission de normalisation T47A (Appareils d'appui structuraux).

Ouvrages de soutènement en remblai renforcé par armatures métalliques constituées de treillis soudés

Note d'information série Ouvrages d'art n° 26

Divers procédés de construction d'ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des armatures constituées de treillis métalliques soudés se sont développés en France ces dernières années. Ils ont fait l'objet de nombreuses applications et connaissent aujourd'hui un certain essor. L'objet de la présente note d'information est de rappeler les règles générales de conception et de calcul existantes dont ils relèvent, mais aussi de présenter les principales règles complémentaires qui leur sont spécifiques et qu'il est essentiel de respecter pour les ouvrages routiers.



Ces documents sont disponibles en téléchargement sur les sites internet et intranet du Sétra :

- internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- i2 (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 sont rédigés 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 assur es 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 ;
-  tablissement d'un avis technique.

Ces avis techniques sont consultables sur les sites internet et intranet du Sétra :

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

• **Ouvrages  dit es par le Lcpc**

VSC

Méthode d'aide à la gestion de patrimoines

Guide technique

Ref. VSC – août 2006 – Prix de vente : 48 euros

La méthode VSC est une méthode d'aide à la gestion de patrimoines faisant la synthèse de trois analyses indépendantes :

- une expertise technique adaptée au patrimoine  tudi e,
- un examen avis e de fonctions d'usage,
- une approche stratégique de la place des ouvrages dans le patrimoine.

A partir d'une structuration pertinente du patrimoine, elle permet d'acquérir une vision synthétique et d'ensemble des caractéristiques et de l'état des ouvrages, de faire remonter immédiatement les problèmes de sécurité publique, et aboutit à une programmation optimisée de la maintenance du patrimoine.

Le présent fascicule s'adresse aux maîtres d'ouvrage, aux gestionnaires, aux spécialistes charg es de la mettre en œuvre.

Il comprend une présentation de la méthode, de son application aux ouvrages d'art ainsi que des exemples d'application à d'autres domaines (voies navigables, infrastructures portuaires, établissements de signalisation maritime, etc.).

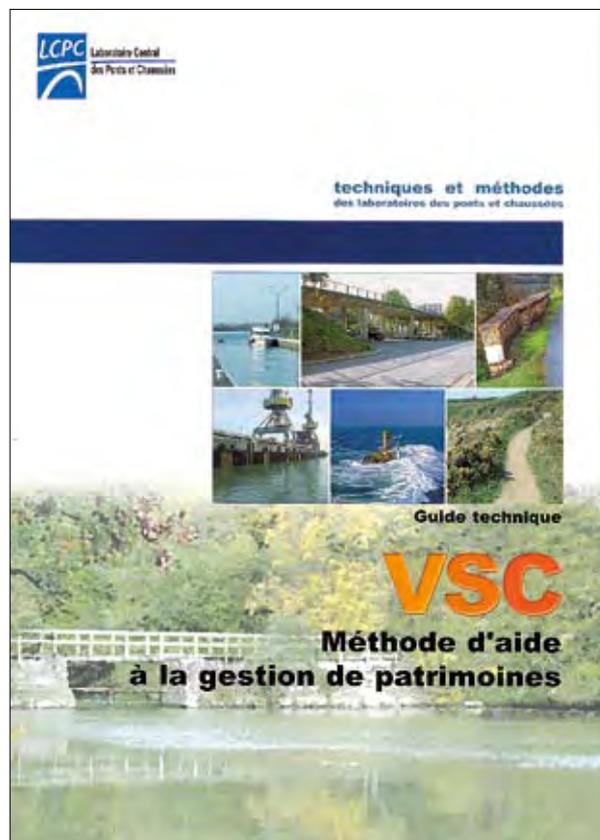
Avis techniques récents publi es

Joints de chaussée des ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Ref.
WR 50-CIPEC	FREYSSINET (France)	R12/06	12/2011	F ATJO 06.13
Wd 110-CIPEC	FREYSSINET (France)	R12/06	12/2011	F ATJO 06.14
M 100	FREYSSINET (France)	R12/06	12/2011	F ATJO 06.12
POLYJOINT	RCA	R12/06	12/2011	F ATJO 06.10
GTA B 2000/30-50	RCA	R12/06	12/2011	F ATJO 06.11
RAN50	PCB	R12/06	12/2011	F ATJO 06.06
GPE 80	PCB	ATI R12/06	12/2008	F ATJO 06.07
GPE 120	PCB	R01/03	12/2008	F ATJO 06.08
BETA B30/B50	BTPS	09/2006	09/2011	F ATJO 06.04
EUROJOINT 50	EUROJOINT	ATI 12/06	12/2008	F ATJO 06.09

 tanch eit e des ponts-routes

Conibridge	BASF CC France SAS	09/2006	09/2011	F AT ET 06.04
------------	--------------------	---------	---------	---------------



Coordonnées des rédacteurs

Jacques Berthelley
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 69

Sébastien Brisard
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 36 28

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

Florent Imberty
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 40

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer.

Vous y trouverez :

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

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

sur internet : <http://catalogue.setra.equipement.gouv.fr>

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

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

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

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

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



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0705**

*Couverture - crédit photos : Sébastien Brisard, Gérard Forquet (Sétra) ; CETE de l'Ouest ; Ssf
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2007 Sétra - Dépôt légal : 1^{er} trimestre 2007 - ISSN : 1266-166X*



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

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

