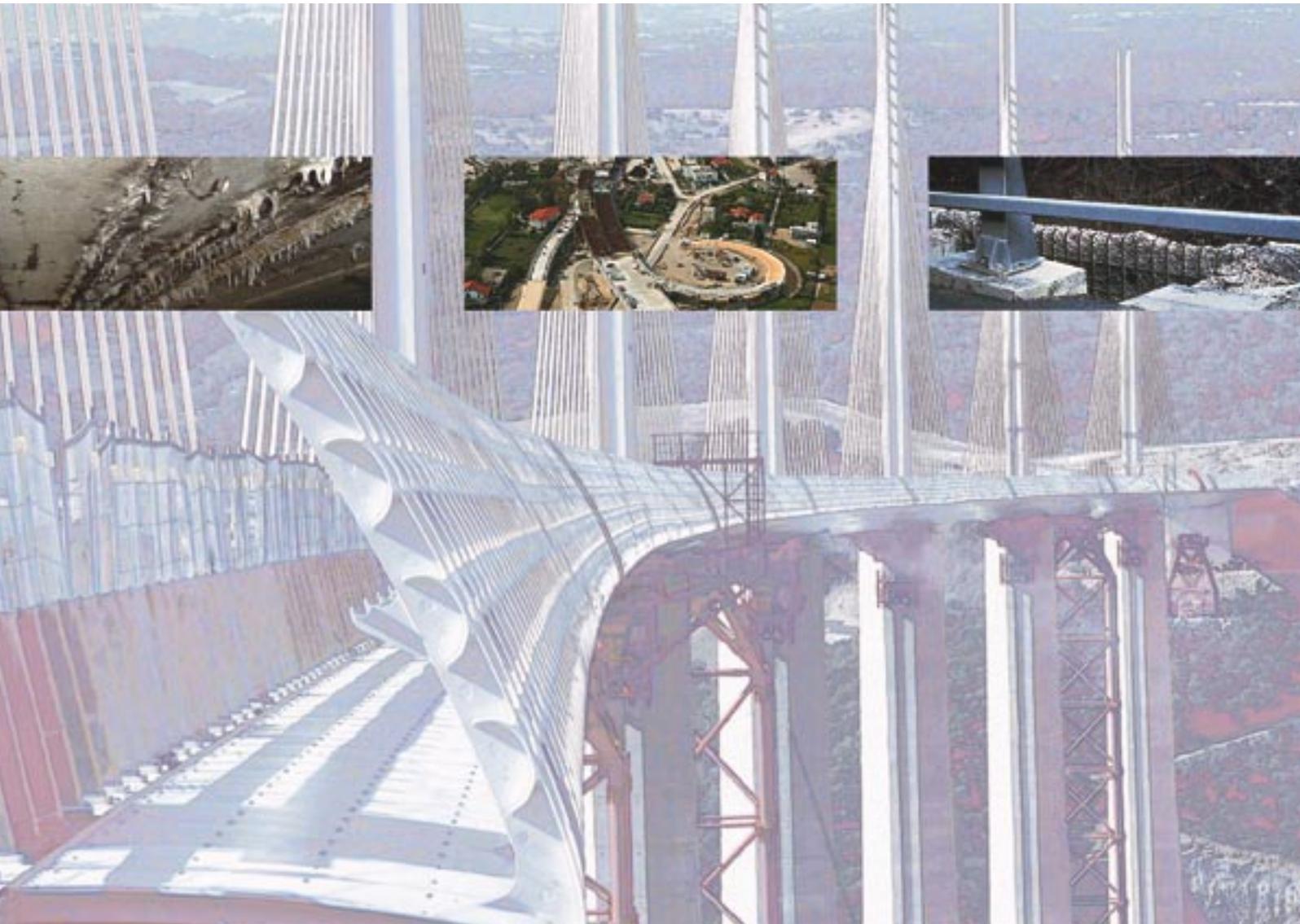


Ouvrages d'art



Liberté • Égalité • Fraternité

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère
de l'Équipement
des Transports
de l'Aménagement
du territoire
du Tourisme et
de la Mer

SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Le Viaduc de Millau

Marc Buonomo, Jean-Pierre Martin,
Claude Servant

☛ P. 2

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Les équipements du viaduc sud de la liaison Rion-Antirion

Marie-Noël Chevalme, François Fernier,
Michel Fragnet, André Piquet

☛ P. 14

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Retour vers le futur...

Pierre Corfdir, Fabien Renaudin

☛ P. 30

MATÉRIAUX

Durabilité des bétons durcis soumis au gel

Jacques Prost

☛ P. 32

INFORMATIONS BRÈVES

Stages

☛ P.37

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P.38

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Hélène Abel-Michel, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Sétra), Pierre Paillassou (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Cristophe Carles (CETE Méditerranée), Michel Boileau (DDE 31), Bruno Godart (LCPC), Claude Bois (MISOA). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Sétra) - tél : 01 46 11 31 97. Coordination : Jacqueline Thirion (Sétra) - tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère, 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - © Sétra - 2004

Le viaduc de Millau

Marc Buonomo, Jean-Pierre Martin, Claude Servant



Introduction

L'article qui suit présente l'ouvrage réalisé dans le cadre de la concession attribuée en octobre 2001. Cette réalisation concrétise plus de dix ans d'études conduites par les services de l'Etat. Le Sétra a notamment réalisé, en collaboration avec l'arrondissement interdépartemental des ouvrages d'art de l'autoroute A75 :

- les études de faisabilité d'un ouvrage à très grande hauteur, en 1990 et 1991. La solution de référence de cette étude était un ouvrage multihaubané avec des portées de 320 mètres ;
- les études préliminaires, en 1992 et 1993. Ces études ont confirmé l'intérêt de l'option multihaubanée ;
- l'analyse technique des cinq familles de solutions étudiées par cinq groupements de concepteurs en 1996 ;
- le contrôle extérieur du projet établi par le groupement lauréat Sogelerg-Serf-EEG-Foster en 1997 et 1998, projet qui fut ensuite imposé pour la concession.

En 1994, le directeur des routes a constitué une commission d'experts internationaux, présidée par Jean-François Coste, pour le conseiller pendant toute la durée des études. Cette commission, un peu remaniée, a continué à fonctionner pendant la construction.

Emmanuel Bouchon - Sétra - Chef de la division des grands ouvrages

Présentation du projet

Le viaduc de Millau, ouvrage d'art le plus important et le plus prestigieux de l'autoroute A75, permet à cette dernière de franchir la vallée du Tarn à 270 mètres d'altitude entre le Causse Rouge au nord et le Causse du Larzac au sud, à 5 km à l'ouest de la ville de Millau. La largeur de la brèche est de 3 000 mètres environ entre rebords de ces deux Causses.

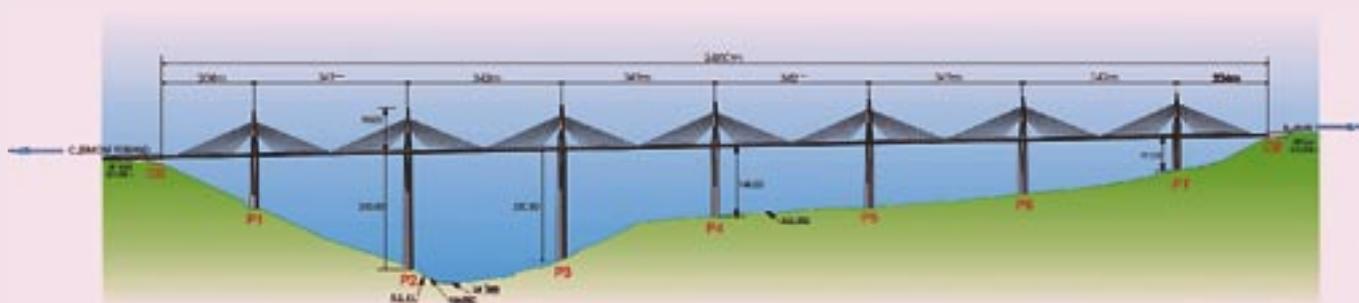
L'ouvrage fait l'objet d'une concession de financement, conception, construction, exploitation et entretien confiée par l'Etat à la Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau (CEVM). La durée de la concession est de 75 ans. Toutefois, le contrat de concession exige une « durée d'utilisation de projet » du viaduc de 120 ans ; la « durée d'utilisation du projet » s'entend comme étant la durée pendant laquelle le viaduc doit être utilisé comme prévu, en faisant l'objet de l'entretien et de la maintenance escomptés sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

Il s'agit d'un ouvrage de 320 millions d'euros entièrement financé et réalisé par le groupe Eiffage et dont la construction se sera déroulée dans un délai record inférieur à 39 mois.

Description de l'ouvrage

Dimensions générales

La conception générale du viaduc de Millau, due à Michel Virlogeux, déjà concepteur du pont de Normandie, résulte de la recherche d'une adéquation entre les différentes contraintes imposées par le site et les considérations techniques et architecturales : ouvrage le plus léger et le plus élégant possible afin de rendre plus facile son insertion dans le paysage.



Coupe longitudinale du viaduc



Photo 1 : vue générale

Le viaduc de Millau est un ouvrage continu composé de huit travées haubanées : deux travées de rive de 204 mètres de portée et six travées courantes de 342 mètres de portée chacune.

D'une longueur totale de 2 460 mètres, l'ouvrage est légèrement courbe suivant un cercle en plan de 20 000 mètres de rayon et en rampe constante de 3,025 % du Nord vers le Sud.

Le tablier métallique

Le tablier présente un profil aérodynamique optimal en caisson fermé et complètement caréné justifié par l'importance des sollicitations induites par le vent qui sont dimensionnantes pour l'ouvrage, la vitesse de pointe pouvant dépasser 200 km/h.

Constitué de tôles raidies et de profilés standardisés, le tablier en caisson trapézoïdal a une hauteur maximale de 4,20 mètres à l'axe.

Ses éléments complètement fabriqués en usine sont tous acheminés par camion vers le chantier pour y être assemblés afin de reconstituer la section transversale complète.

Le tablier est constitué de tôles d'acier de la nuance S355, sauf pour les sections dont la résistance s'avérait critique en phase de construction qui ont été réalisées en acier de la nuance S460 afin de limiter le poids total du tablier.

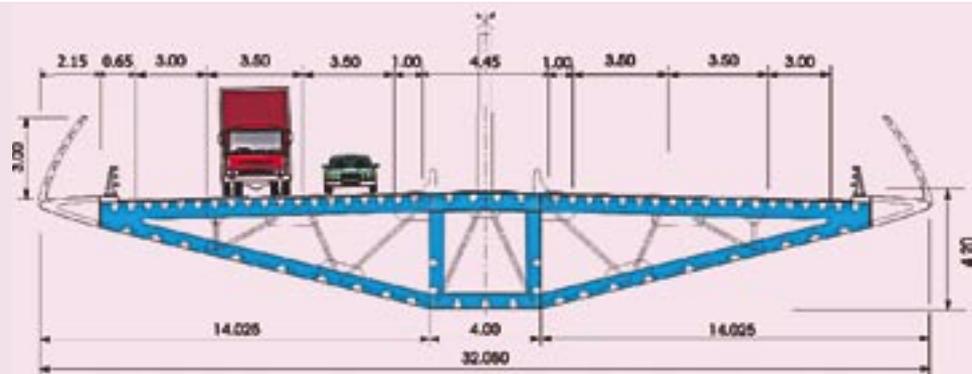
Le platelage supérieur orthotrope est constitué de tôles de 12 à 14 millimètres d'épaisseur en partie courante (14 mm sous les voies lentes).

La largeur totale du tablier, qui résulte de contraintes telles que l'encombrement des dispositifs du haubannage à nappe axiale et des corniches supportant les écrans brise-vent se décompose en :

- 2 x 2 voies de circulation de 3,50 mètres chacune,
- 2 bandes d'arrêt d'urgence de 3 mètres, extérieures aux chaussées,
- 2 bandes dérasées de droite de 0,65 mètre, extérieures aux chaussées,
- 2 bandes dérasées de gauche de 1 mètre, intérieures aux chaussées,
- 1 terre plein central de 4,45 mètres,
- 2 corniches de 2,15 mètres supportant les écrans brise-vent de 3,0 mètres de hauteur.

La très grande hauteur du franchissement au-dessus du sol et les caractéristiques du vent sur le site ont conduit le maître d'ouvrage à imposer des dispositifs de protection de l'utilisateur vis-à-vis du vent. Ces dispositifs consistent en des écrans latéraux de 3 mètres de haut destinés à ralentir la vitesse du vent au droit des chaussées, de manière à ce qu'elle soit identique à celle qui règne sur les sections adjacentes d'autoroute.

Pour garantir aux automobilistes une vision du site franchi, ces écrans sont transparents. Les dispositions retenues permettent à la fois de garantir une efficacité des écrans pour les usagers et de ne pas pénaliser le comportement aérodynamique global de la structure.



Coupe transversale du tablier

Les piles

La hauteur des piles en béton varie de 78 mètres pour la pile P7 à 245 mètres pour la pile P2, ce qui confère à cette dernière le titre de pile la plus haute du monde.

Afin de résister aux alternances des moments dues à la succession de grandes portées, les piles sont constituées d'un fût unique en forme de caisson dans sa partie basse qui se dédouble sur 90 mètres en partie supérieure sous le tablier.

Les fûts sont dimensionnés pour résister :

- aux charges verticales apportées par le tablier,
- aux déplacements de leur tête sous les effets de la dilatation thermique du tablier,
- aux effets transversaux et longitudinaux du vent, en exploitation comme en construction.

Dans le sens transversal, la largeur des piles varie paraboliquement de 10,00 mètres en leur sommet à 27,00 mètres en pied de la plus haute pile (P2) afin d'apporter une capacité de résistance variant homothétiquement avec les moments sollicitants dus au vent.

Les fondations de toutes les piles sont constituées de quatre puits de grand diamètre (4,50 et 5 mètres), de 9 à 16 mètres de profondeur, creusés dans les horizons rocheux. Ces puits sont coiffés par une semelle de répartition dont l'épaisseur varie entre 3 et 5 mètres.

Les pylônes

Les pylônes sont en forme de Y renversé orienté longitudinalement dans le prolongement des fûts dédoublés des piles. Ils ont une hauteur totale de 87 mètres.

Pour réduire les délais de construction de l'ouvrage, les pylônes sont réalisés en acier ce qui leur permet d'être préfabriqués en usine et montés d'une pièce sur le tablier après transport des différents éléments sur le site.

Les haubans

Chaque travée est supportée par une nappe axiale en semi-éventail constituée de 11 paires de haubans ancrés dans les structures métalliques du tablier et des pylônes.

Ces haubans sont constitués de 45 à 91 torons de 150 mm² de section (T15 super de classe 1860 MPa). Chaque toron est galvanisé, ciré et protégé individuellement par une gaine en polyéthylène haute densité (PEHD). L'ensemble des torons constituant un hauban est outre protégé par une gaine générale aérodynamique de couleur blanche en PEHD non



Coffrage de la pile P2

Photo 2 : la pile P2 en construction

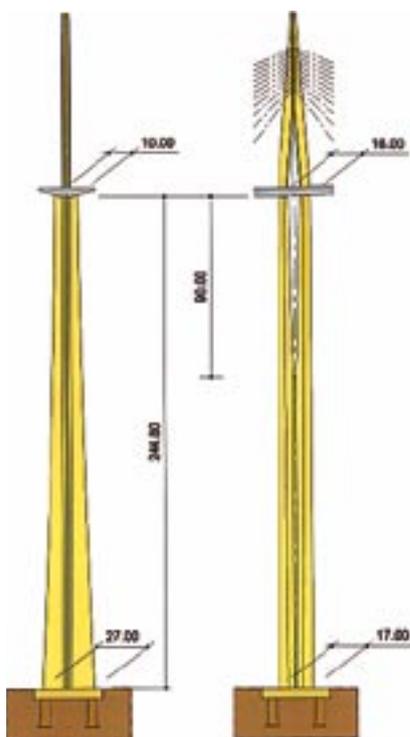
injectée. La gaine générale, qui constitue une barrière anti-UV, comporte à sa surface des spirales discontinues afin d'éviter les vibrations dues à l'effet combiné du vent et de la pluie.

Les ancrages des haubans sont de type réglable au niveau du tablier et de type fixe dans le pylône.

Les appuis du tablier et des pylônes sur les piles

Les pieds des pylônes sont encastrés dans la structure métallique du tablier. Ils y amènent des efforts particulièrement importants, puisqu'ils transmettent au droit de chaque pile l'ensemble des charges de deux demi-travées de 342 mètres (poids propre, équipements, surcharges de trafic et effets du vent).

Le comportement du viaduc multi-haubané implique que sous les chargements alternés, le pylône est soumis à des efforts longitudinaux lorsque l'on charge une travée sur deux. Sous cette sollicitation des efforts de compression et de traction apparaissent au niveau des appuis et dans les cas extrêmes, les charges de poids propre ne suffisent pas à équilibrer les tractions. Pour pallier ce phénomène, le tablier est maintenu sur les têtes des piles par précontrainte.



Elévation de l'ensemble pile-pylône



Schéma d'un pylône

Photo 3 : montage d'un pylône

Construction de l'ouvrage

Les travaux du viaduc sont réalisés par les entreprises du groupe Eiffage : Eiffage TP pour le lot Génie Civil et Eiffel pour le lot Métal ; Eiffage TP est le mandataire du Groupement.

La construction des piles

Les piles ont été réalisées en béton à hautes performances B60 par levées successives de 4 mètres au moyen de coffrages auto-grimpants pour les surfaces extérieures et de coffrages semi-grimpants (relèvement à la grue) pour la partie intérieure.

Chaque pile était traitée comme un chantier à part entière, ce qui conduit à sept chantiers indépendants les uns des autres.

Les fûts dédoublés des piles P1 et P7 qui sont surtout sensibles aux effets des variations thermiques du tablier et ceux des piles P2 à P6, surtout sensibles aux actions du vent turbulent, sont précontraints sur toute leur hauteur, à l'aide de 8 câbles 19T15 super. La précontrainte, qui n'était pas prévue à l'origine, permet de réduire les efforts de traction extrêmes et ainsi de retarder et de limiter leur fissuration dans les conditions des états limites de service.

Les fûts dédoublés des piles sont pleins dans leur partie supérieure sur une hauteur de 17,85 mètres pour permettre la mise en place des appareils d'appuis et des câbles de précontrainte nécessaires au clouage du tablier sur pile afin de transmettre en phase de lancement les charges du tablier apportées par les chevêtres d'appuis métalliques disposés en console par rapport aux fûts.



Photo 4 : vue générale du chantier des piles



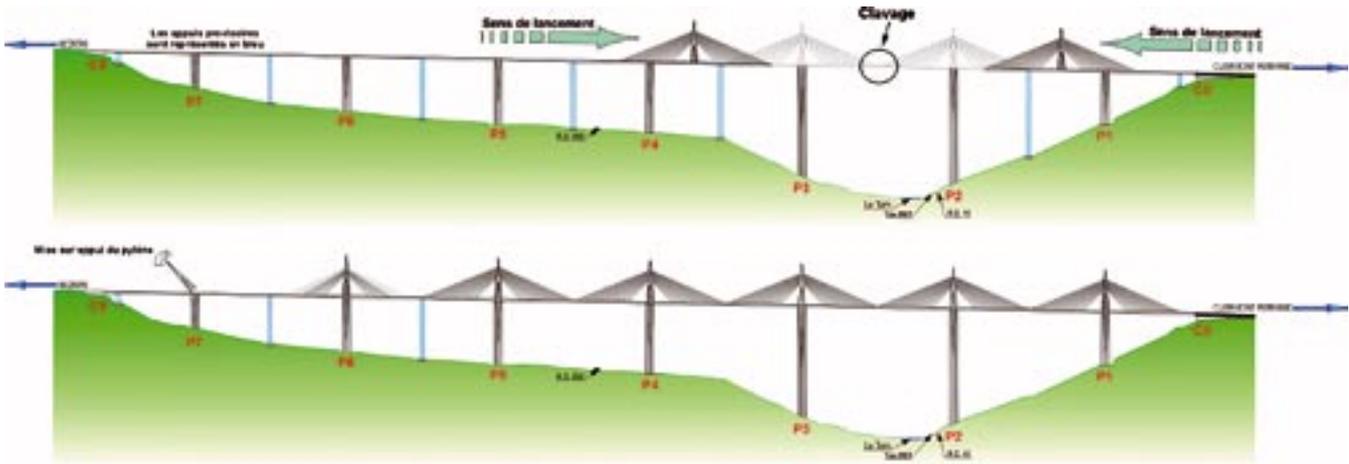
Photo 5 : détail de la tête de pile

La construction du tablier

La construction du tablier par lançage présentait l'avantage de permettre un assemblage sur une plate-forme de travail située sur la terre ferme ce qui améliore les conditions de travail ; par ailleurs la mise à disposition d'une aire de travail étendue et de moyens de manutention adaptés permettent une exécution plus rapide.

En contrepartie, la mise en place du tablier par lançage, a nécessité la construction de sept palées provisoires intermédiaires de façon à limiter à 171 mètres maximum la portée à franchir pendant le lançage.

Seule la travée P2-P3, au-dessus du Tarn, ne comporte pas de palée provisoire à mi-travée.



Cinématique de construction du tablier



Photo 6 : plate-forme d'assemblage

Les palées provisoires

Les cinq plus grandes palées dont les hauteurs varient de 94 à 173 mètres sont des structures carrées de 12 mètres de côté, constituées en treillis métalliques tubulaires (1 016 mm de diamètre).

Ces palées sont montées par télescopage à partir du sol, méthode utilisée à plus petite échelle pour le montage des grues à tour.

Le télescopage peut avoir lieu jusqu'à une hauteur de 140 mètres avec une vitesse de vent de 72 km/h en pointe. Les trente trois derniers mètres de la palée la plus haute sont télescopés avec des vitesses de vent inférieures à 50 km/h.

La préfabrication en usine, le transport et le montage sur site

La section transversale du tablier tient compte des possibilités de fabrication en usine, de transport et de montage sur site. Elle est constituée :

- d'un caisson central (largeur 4 mètres, hauteur 4,20 mètres),
- de panneaux intermédiaires raidis (platelages supérieurs et inférieurs) de 3,75 mètres à 4,20 mètres de largeur,
- de deux caissons latéraux de 3,84 mètres,
- de bracons en profilés UPN constituant le diaphragme transversal du caisson.

Le caisson central d'une part et les platelages latéraux d'autre part ont été réalisés dans les usines de construction métallique d'Eiffel (de Lauterbourg et de Fos-sur-Mer). Ils ont ensuite été transportés sur le site d'assemblage par des convois routiers exceptionnels (environ 2 000 convois au total). La longueur des éléments ne dépassait pas 25 mètres, et leur poids restait inférieur à 90 tonnes.

Deux ateliers forains d'assemblage ont été installés sur les plates-formes situées en arrière de chacune des culées, avec tout le matériel spécifique nécessaire (grues, portiques de manutention, bancs de soudage, cabine de peinture).



Photo 7 : palée provisoire π7

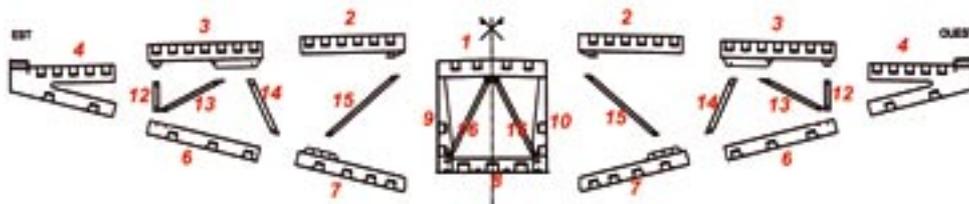
Chaque atelier comportait trois zones de travail de 171 mètres de longueur avec pour chacune ses activités spécifiques :

- une première zone, la plus éloignée de la culée, a servi au raboutage des caissons centraux,
- une deuxième zone où était réalisé l'assemblage des autres éléments du tablier et leur raboutage au caisson central,
- une troisième zone où le tablier totalement assemblé était peint et où on a réalisé le montage des BN4, les corniches et les montants des écrans brise-vent avec leur grillage de protection.

L'assemblage et le soudage complet d'un tronçon de tablier de 171 mètres a nécessité la mise en œuvre d'environ 5 tonnes de métal d'apport et un délai de réalisation qui fut porté de 6 à 4 semaines dès le 5^{ème} lançage.

La mise en place du tablier par lançage

Dès le début des études, il s'est avéré que le dimensionnement du tablier serait conditionné par les opérations de lançage. Le fonctionnement d'une travée de 171 mètres avec une hauteur de caisson de 4,20 mètres correspond à un élanement (rapport portée / hauteur) de 41, valeur très élevée puisque l'élanement est habituellement compris entre 25 et 30.



Découpage du tablier en tronçons élémentaires

Les efforts très importants à transmettre au niveau des appuis de lancement ont conduit à doubler ces appuis pour éviter à l'âme du caisson d'être trop sollicitée ; en écartant de manière optimale les appuis ainsi doublés, il a été possible de réduire sensiblement les efforts de flexion dans le tablier.

Pour éviter de solliciter horizontalement les piles et palées, un dispositif appelé « translateur » est disposé en tête de chaque appui afin de contrebalancer localement le frottement des appuis de glissement et l'effet de la pente longitudinale.

Chaque tête de pile et de palée provisoire a ainsi été équipée d'un chevêtre métallique provisoire sur lequel était disposé le système de lancement constitué de 4 balancelles et de 4 translateurs, chaque ensemble balancelle/translateur était placé transversalement au droit des âmes et longitudinalement avec un entre-axe de 21 mètres (sur palées) ou 20 mètres (sur piles).

Chaque balancelle était équipée d'un translateur, système composé d'un vérin horizontal dit de « levage » capable de développer une poussée de 250 tonnes et de deux vérins horizontaux de 60 tonnes qui se rétractaient pour permettre le déplacement du tablier.

Chaque translateur était constitué d'un berceau en U sur lequel repose le tablier à l'arrêt et dans lequel se déplaçait une cale biaise de levage actionnée par le vérin de « levage » et une coulisse actionnée par les deux vérins horizontaux de lancement. Il reposait sur un ensemble de quatre ou six vérins simple effet à verrouillage par écrous qui constituait la balancelle.

Pendant le lancement, les vérins des deux balancelles installés sous la même âme étaient reliés hydrauliquement pour assurer l'égalité de la pression dans l'ensemble des vérins et ainsi permettre les variations de rotation longitudinale du tablier.

Chaque cycle de lancement permettait de déplacer le tablier de 600 mm et durait en moyenne quatre minutes.

Le principe de translation du tablier était le suivant :

1. dans sa position initiale au repos, le tablier était supporté par le berceau,
2. le vérin de levage, en faisant coulisser la cale biaise, permettait de soulever le tablier de son appui et de le faire ainsi reposer sur la coulisse,
3. les rails qui supportaient le tablier coulissaient ensuite vers l'avant grâce à l'extension des vérins horizontaux de lancement,
4. la translation de 600 mm effectuée, la cale biaise reprenait sa position de départ, laissant le tablier reposer sur le berceau.



Photo 8 : détail d'un « translateur »

Tous les systèmes de translateurs étaient commandés en même temps et des centrales hydrauliques avec débit contrôlé garantissaient un déplacement identique de chaque translateur.

Les centrales hydrauliques permettaient de réaliser une vitesse d'avancement de 10 m/h en moyenne, soit environ 16 cycles par heure.



Principe de translation du tablier

Photo 9 d'arrière plan : l'avant-bec et le pylône P3 avec ses haubans de lancement

Le pylône et les haubans de lancement

Le lancement d'une travée de 171 mètres constituait également un record du monde. Pour franchir le porte-à-faux de 171 mètres avec une poutre-caisson haute de 4,20 mètres il a été nécessaire de disposer d'un avant-bec métallique de 50 mètres de longueur et un haubanage de lancement constitué de 6 des 11 haubans définitifs des pylônes avant P2 et P3.

Les pylônes définitifs P2 et P3 ont été utilisés pour supporter le haubanage de lancement nécessaire à la mise en place de chacune des deux parties lancées du tablier.

Au cours du lancement, la tension de ces haubans (douze au total sur les vingt-deux que comporte chaque nappe axiale de haubans) variait continuellement en fonction de la position du pylône dans la travée.

L'avant-bec installé à l'extrémité avant du tablier était également destiné à bloquer l'avant du porte-à-faux en cas d'arrêt accidentel sous vent de tempête et à faciliter l'accostage sur les différents appuis.

Les opérations de lancement ont eu lieu sous couverture météo avec une vitesse de vent maximale de 85 km/h en pointe.

Pendant les phases d'arrêt correspondant aux périodes d'assemblage des éléments du tablier, l'ouvrage était capable de résister aux vents turbulents dont la vitesse était égale à 90 % de celle des vents de service soit 185 km/h environ en rafales.

Pour prévenir d'éventuelles vibrations des haubans peu tendus lors des périodes d'assemblage du tablier, il a

été disposé des aiguilles provisoires qui, outre le léger amortissement qu'elles apportaient, augmentaient les fréquences propres de vibration des haubans en rigidifiant les câbles.

Les phases d'arrêt correspondent systématiquement à une position telle qu'aussi bien l'extrémité du porte-à-faux que l'axe du pylône de lancement se trouvent à l'aplomb d'une pile ou d'une palée provisoire.

Après le dernier lancement, le clavage des deux parties lancées du tablier a eu lieu à 270 mètres au-dessus de la vallée du Tarn. Cette opération consistait à souder les deux extrémités des tabliers Nord et Sud afin d'en assurer la continuité.

La mise en place des pylônes et des haubans définitifs

Les éléments de pylône ont été réalisés en atelier puis livrés sur chantier par convois routiers exceptionnels en éléments de longueur inférieure à 12 mètres. Le poids maximal d'un élément était de 75 tonnes.

Les pylônes, à l'exception des pylônes P2 et P3 mis en place à la grue avant lancement, ont été assemblés à l'horizontale en arrière des culées puis transportés par des chariots automoteurs (kamags) au droit des piles et relevés à leur emplacement définitif.

Après que les haubans, onze par nappe, destinés à soutenir les travées soient mis en place et tendus, les palées provisoires intermédiaires ainsi que les chevêtres métalliques provisoires situés en tête de chaque appui sont démontés.



Photo 10 : accostage du tablier sur la pile P4



Photo 11 : les extrémités des tabliers Nord et Sud avant clavage



Photo 12 : soudage des deux

Études et essais

Études d'exécution

Le contrat de concession stipulait que la conception et les dispositions proposées par le groupe Eiffage devaient être d'un niveau au moins équivalent aux options présentées dans le dossier de projet du concédant (POA) avec les exigences suivantes :

- une « durée d'utilisation de projet » du viaduc de 120 ans ;
- le respect des règles de dimensionnement définies dans le cahier des charges de la concession.

Des revues de conception et de coordination des études avec les bureaux d'études des deux lots, STOA Eiffage TP et EEG Simecsol pour le lot génie civil et BE Greisch pour le métal, ainsi que des revues de projet avec le bureau de contrôle extérieur SETEC TPI se sont déroulées à intervalles réguliers pour vérifier que le niveau de qualité requis était atteint en particulier en matière de « durée d'utilisation de projet » du viaduc. L'exercice des contrôles a été effectué à plusieurs niveaux :

- les contrôles internes et externes réalisés dans le cadre de l'organisation de chaque bureau d'études, l'ensemble constituant son contrôle intérieur.
- le contrôle extérieur de l'entreprise réalisé par le Maître d'œuvre Setec.
- Les audits qualité Association Française d'Assurance Qualité (AFAQ) exigés par le Concessionnaire tous les six mois.

Études au vent

Compte tenu de la très grande hauteur de l'ouvrage au-dessus du sol, les efforts engendrés dans l'ouvrage par les effets du vent étaient déterminants pour la

conception et le dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage.

Les études au vent ont été menées de manière très complète et entreprise par l'Etat, avant la concession en s'appuyant sur les dernières connaissances en la matière. Elles ont porté sur :

- la reconnaissance des caractéristiques du vent dans le site (quatre directions de vent sont prépondérantes : les vents d'Est et d'Ouest (vents transversaux à l'ouvrage) et les vents de Sud-Est et Nord-Ouest (vents à 45° par rapport à l'axe longitudinal du tablier) ;
- la détermination du modèle de vent (la vitesse moyenne de vent prise en compte au niveau du tablier varie, selon sa direction, de 34 à 42 m/s, pour une période de retour de 50 ans) ;
- le comportement aérodynamique des différentes parties de l'ouvrage soumises au vent : les piles, le tablier, les pylônes et les palées provisoires ont fait l'objet d'essais réalisés en soufflerie. Les coefficients aérodynamiques des différents éléments de l'ouvrage ont été déterminés lors des nombreux essais réalisés par le CSTB dans la soufflerie de Nantes ;
- la détermination des admittances aérodynamiques verticales et horizontales à partir d'un essai aéroélastique de la maquette d'un tronçon d'ouvrage en cours de construction ;
- la détermination de l'admittance aérodynamique en torsion ;
- le calcul des efforts et des déplacements dans l'ouvrage. Les effets du vent moyen (par calcul statique) et de la turbulence (par analyse spectrale) ont été étudiées sur l'ouvrage pour différentes configurations en phase d'exploitation et en phase de construction et de lancement ;
- l'évaluation des coefficients de sécurité pour les calculs aux états limites en construction et en service ;
- des essais d'efficacité et de sifflement des écrans brise-vent.



extrémités de caisson



Photo 13 : acheminement des pylônes sur le tablier



Photo 14 : relevage d'un pylône



Photo 15 : vue générale du viaduc après lancement

Essais de « validation » de la conception

En plus des essais géotechniques, des essais au vent et des essais courants exigés par les normes sur les matériaux et les équipements, d'autres essais ont été réalisés afin de valider la conception et de s'assurer que le niveau de qualité requis est atteint en matière de « durée d'utilisation de projet » de 120 ans.

Parmi les très nombreux essais réalisés, il y a lieu de citer :

- les essais de fluage et de retrait du béton B60 des piles ;
- les tests de durabilité sur les bétons : essais de perméabilité, porosité, coefficient de diffusion des chlorures, résistance au gel-dégel + sel de déverglaçage, test de gonflement ;
- les tests de vieillissement du béton armé par des contrôles destructifs (carbonatation, pénétration des chlorures) sur des blocs exposés aux-mêmes conditions d'environnement que le viaduc ;
- les essais sur les haubans : fatigue, étanchéité et différents composants ;
- les essais de frottement du matériau DUB pour les appareils d'appuis sphériques des piles et du matériau

MSM utilisé pour les appuis glissants de lancement ;

- les essais d'agrément du système développé par Appia pour l'étanchéité et le revêtement de chaussée du viaduc ;
- les essais de chargement statiques et dynamiques lors de la réception de l'ouvrage ■

Crédit photos : Eiffage TP : photos 1 à 9, 11 à 13 - CAMARA : photos 10, 14 et 15 et couverture.

Principales quantités

Terrassement	Plateformes	350.000 m ³	
Génie-Civil	Puits marocains	- béton - aciers passifs	6.000 m ³ 1.200 tonnes
	Semelles	- béton - aciers passifs	13.000 m ³ 1.300 tonnes
	Piles	- béton - aciers passifs - précontrainte	53.000 m ³ 10.000 tonnes 200 tonnes
	Culées	- béton - aciers passifs	5.500 m ³ 550 tonnes
	Palées provisoires	- béton - aciers passifs	7.500 m ³ 400 tonnes
Charpente métallique	Tablier	- aciers S 355 - aciers S 460	23.500 tonnes 12.500 tonnes
	Pylônes	- aciers S 355 - aciers S 460	3.200 tonnes 1.400 tonnes
	Haubans		1.500 tonnes
	Palées et chevêtres métalliques provisoires	- aciers S 355 - aciers S 460	3.200 tonnes 3.200 tonnes
	Cage de télescopage		400 tonnes

Principaux intervenants

Concédant	Etat représenté par la direction des routes Mission de contrôle des sociétés concessionnaire d'autoroutes (R/CA) Arrondissement interdépartemental des ouvrages d'art (AIOA)
Maître d'ouvrage	Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau (CEVM)
Maître d'œuvre	Groupement SETEC TPI – SNCF
Entreprise lot Génie Civil	Eiffage TP (mandataire)
Entreprise lot Métal	Eiffel Construction Métallique
Etudes d'exécution	lot Génie Civil : STOA Eiffage TP et EEG-Simecsol (+ Thalès et Serf) lot Métal : bureau d'études Greisch Ingénierie (Belgique)
Architecte	Cabinet Lord Norman Foster
Experts du Maître d'ouvrage	Jean-Claude Foucriat, Jean Piccardi, François Schlosser et Michel Virlogeux

Les équipements du viaduc sud de la liaison Rion-Antirion

Adaptation des dispositifs de retenue au contexte de l'ouvrage et à l'influence des mouvements sismiques

Marie-Noël Chevalme, François Fernier, Michel Fragnet, André Piquet

Présentation générale

Le pont de Rion-Antirion, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation du réseau Trans-Européen à l'Horizon de l'an 2010, franchit le golfe de Corinthe pour unir le Péloponnèse à la Grèce continentale. Le pont de Rion-Antirion se situe à l'intersection de deux axes importants :

L'autoroute Patras-Athènes-Thessalonique, qui relie les trois villes les plus importantes de Grèce et fait partie du réseau routier européen,

La méridienne ouest Kalamata-Patras-Igoumenitsa (fig. 1).

Le pont facilitera les communications entre la Grèce et l'Italie (donc avec l'Europe de l'Ouest) par les ports de Patras et d'Igoumenitsa.

En définissant les spécifications du pont, l'État grec a imposé des paramètres de conception parasismiques rigoureux : une accélération au sol égale à 0,48 g et une accélération spectrale maximale égale à 1,20 g pour les périodes propre comprise entre 0,2 et 1,0 seconde. Par comparaison, ces spécifications sont plus contraignantes que les accélérations enregistrées lors du tremblement de terre du 17 août 1999 d'Izmit (Turquie) qui avait une magnitude de 7,4 sur l'échelle de Richter.

Gefyra SA, société concessionnaire dont VINCI détient 53 %, assurera l'exploitation et l'entretien du pont à partir de l'achèvement de l'ouvrage initialement prévu pour décembre 2004 et ce pendant une durée de 35 ans. La construction est réalisée par Kinopraxia Gefyra, société de construction dont VINCI Construction Grands Projets détient 53 %, et les études sont confiées principalement à la Direction Conception et Etudes de Structures (DCES) de VINCI Construction Grands Projets dirigée par Jean-Marc Tourtois.

Introduction

Le présent article concerne les aménagements de sécurité du tablier viaduc d'approche sud côté Rion. Compte tenu de la zone à forte activité sismique, de la géométrie de l'ouvrage, des délais de réalisation particulièrement courts, de l'adaptation obligée des systèmes existants aux forts mouvements sismiques, la DCES a souhaité bénéficier de l'expertise du Sétra pour l'adaptation des équipements européens existants, notamment, les barrières de sécurité, les aménagements en terre plein central, et pour finir profiter du retour d'expérience du Sétra pour l'étanchéité et les revêtements.



Figure 1 : situation de la liaison

A cet effet, une convention a été passée entre VINCI Construction Grands Projets et le Sétra pour la mise à disposition durant une période définie, d'un expert du domaine des équipements des ponts.

L'objet de cette présentation est de faire le point de cette intervention, de présenter les dispositions techniques qui ont finalement été retenues après discussion entre l'expert du Sétra, VINCI et le Concessionnaire. Cette mission portait sur deux points :

1. La barrière de sécurité non homologuée dans le terre plein central, de sa validation par simulation avec le modèle du logiciel PAM-CRASH™ de la Société ESI GROUP, dédié aux crashes tests virtuels dans des conditions réalistes
2. La continuité du niveau de protection au droit des joints entre segments d'ouvrages compte tenu des valeurs importantes à l'ELS des mouvements longitudinaux et transversaux.

Présentation du projet

La liaison Rion-Antirion

Cette liaison comporte, au nord, un viaduc de 239 mètres de long en poutres préfabriquées précontraintes, l'ouvrage principal multahaubané de 3 travées de 560 mètres, 2 travées de 286 mètres et un double viaduc sud « solution bipoutre » de 998 mètres de long qui permet le franchissement de voiries locales (fig. 2a).

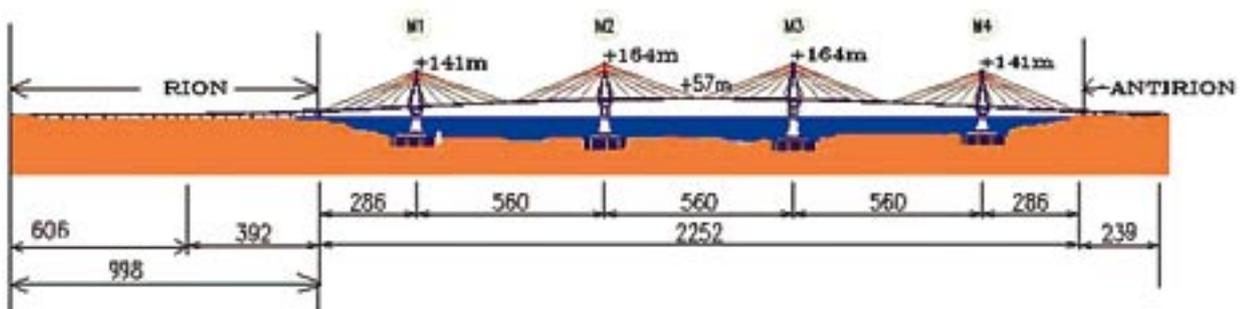


Figure 2a : coupe longitudinale générale

Descriptif du viaduc sud de Rion

Présentation générale

Le viaduc sud est en fait une succession de 4 viaducs séparés par des joints de dilatation positionnés soit entre les différents contrats du marché (entre la partie concédée et ce qui a été conçu et construit par le concédant pour le compte de l'Etat grec : sur la pile P7), soit entre les différentes parties structurales prenant en compte les contraintes de site et de gabarit routier de l'agglomération de la ville de Rion.

Nous distinguerons (fig. 2b) :

La partie concédée entre T0 et P7 d'une longueur de 392 mètres qui est un double bipoutre de largeur unitaire d'environ 11 mètres de portée maximale 58 mètres.

La partie entre P7 et P12 d'une longueur de 174 mètres qui est également un double bipoutre de portée maximale 37.50 mètres.

La partie entre P12 et P16 nommée Somerset qui est un pont dalle de 1.00 m d'épaisseur afin de respecter les contraintes de voirie locale (gabarit et tracé). La longueur totale de cet ouvrage est de 76 mètres et la portée maximale de 20 mètres.

La partie entre P16 et A23 d'une longueur de 356 mètres qui est un double bipoutre de largeur unitaire d'environ 11 mètres de portée maximale 62 mètres.

Et enfin deux entrées et une sortie réalisées comme des ponts dalles de portée maximale 20 mètres.

NB : Nous nous excusons auprès du lecteur français de la présence de légendes en anglais sur les dessins. Il s'agit de copie des dessins d'exécution et il n'a, malheureusement, pas été possible de reprendre tous les dessins pour les traduire en français. Nous espérons que ceci n'empêchera pas la compréhension du texte puisque les figures sont là à titre d'illustration.

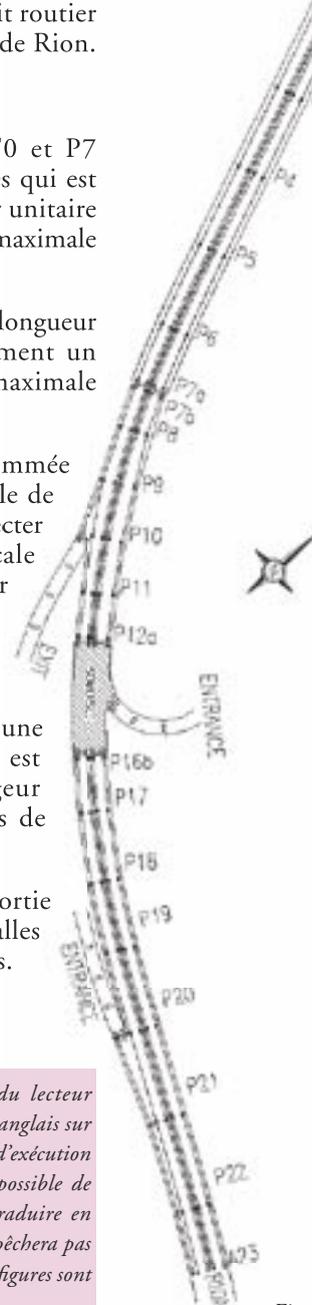


Photo 1 : vue générale du site de Rion « carrefour des voies principales »

Figure 2b : vue en plan du viaduc d'accès sud



Particularité de la conception

La situation de l'ouvrage dans une zone à fort risque sismique a conduit à l'équiper en conséquence. Il a donc fallu tenir compte des dispositions antisismiques de la structure pour le choix des conceptions en matière de dispositifs de retenue au droit des joints.

Les études parasismiques, compte tenu d'une stratigraphie très hétérogène sur l'ensemble de l'ouvrage et d'une forte dissymétrie des piles, ont été réalisées avec le logiciel ANSYS avec la prise en compte des comportements non linéaires et non réversibles des matériaux. La protection parasismique a été obtenue en prenant en compte :

1. La capacité de résistance des éléments structurels (appuis et fondations),
2. La prise en compte des appareils d'appui en élastomère fretté dimensionnés selon l'Eurocode 8 et des amortisseurs longitudinaux et transversaux.

Après chaque séisme significatif l'ouvrage sera inspecté et tous les éléments endommagés seront réparés ou remplacés.

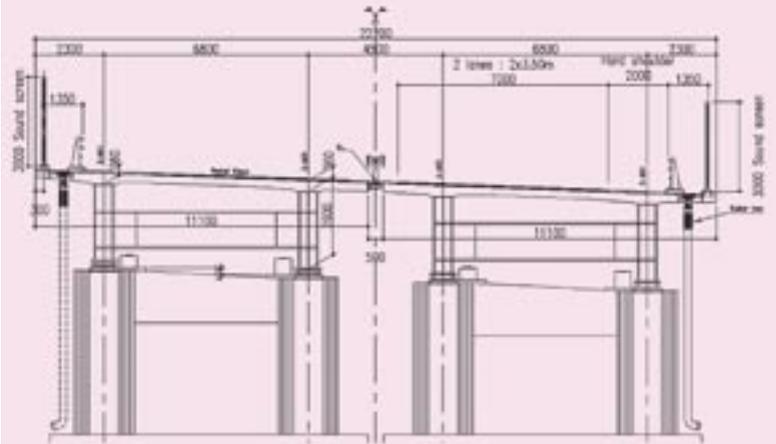


Figure 4 : coupe transversale type sur double bipoutre

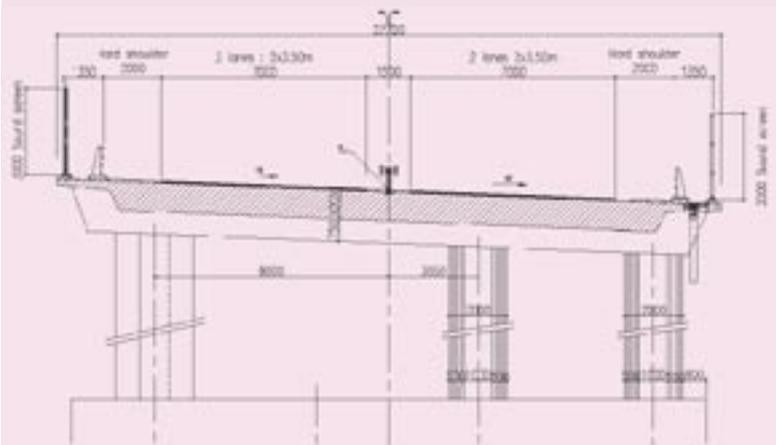


Figure 5 : coupe transversale type sur pont dalle de la Somerset

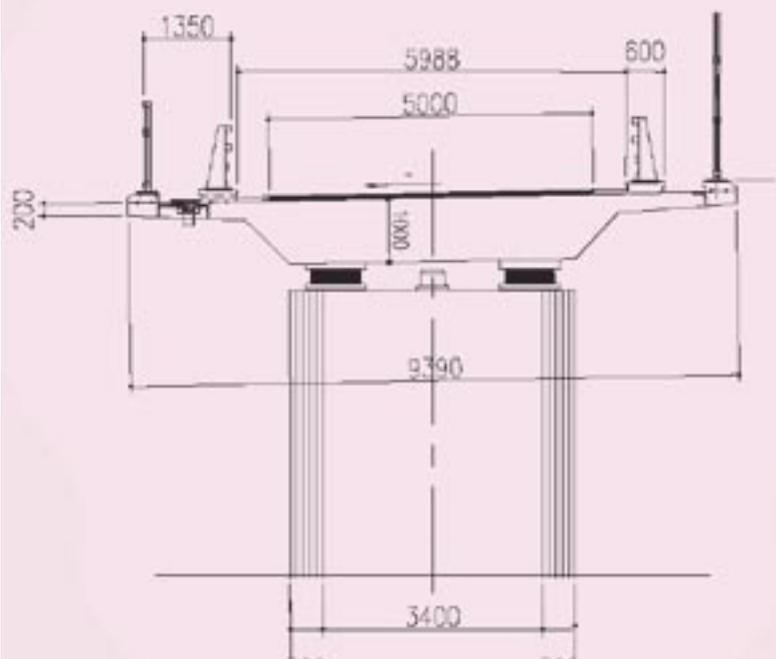


Figure 6 : coupe transversale type sur les entrées-sorties

Le choix du dispositif de retenue dans le terre plein central et ses conditions d'implantation

Le premier point sur lequel nous avons eu à travailler a été de définir l'ensemble des équipements (dispositif de retenue, caillebotis, dispositif de recueil des eaux, etc.) à prévoir dans le terre plein central de cet ouvrage afin d'être en conformité avec les exigences du marché, assurer la continuité du profil en travers et s'adapter aux conditions de fonctionnement de cet ouvrage en zone sismique intense.

Les données de choix du modèle de dispositif de retenue

La première donnée était relative au **niveau de sécurité**. Outre que celui-ci doit être conforme aux exigences du contrat de la concession, il lui fallait aussi être homogène sur l'ensemble de l'itinéraire que constitue la liaison Rion-Antirion. Or, sur le pont principal, le dispositif actuellement choisi est une barrière en béton modèle DBA qui donne le niveau H2¹. Cependant, pour définir le niveau requis sur le viaduc sud, nous avons tenu compte des éléments suivants :

- a) le projet initial comportait, en terre plein central, sur le pont principal, un dispositif de retenue métallique dont le niveau de performance est N ; le choix de la DBA résulte non pas d'une recherche d'un niveau de performance, mais d'un choix de profil en travers.
- b) une certaine liberté sur le niveau souhaité dans le cahier des charges qui dit que les dispositifs de sécurité seront dimensionnés pour un effort de 100 kN dû à la collision d'un véhicule appliqué conformément à la norme DIN 1072 ; le niveau de sécurité n'est pas fixé.

Après avoir exposé le problème et pris l'avis du concessionnaire, il a finalement été admis que le niveau de sécurité dans le terre plein central serait le niveau H1¹.

La deuxième donnée était la **configuration imposée au terre plein central** avec un vide central de 50 cm qui ne permet de mettre en place qu'un dispositif de retenue métallique fixé au tablier par une console métallique ancrée à l'extrémité de dalle. C'était la seule solution autorisant la mise en place d'une interruption de terre plein central conforme aux exigences de circulation assurant la continuité des voies sans baïonnette au niveau de la transition DBA - DEe2 (Double à Entretoise étroite avec un support tous les 2 m) modifiée.

Enfin, la troisième donnée était la **géométrie du terre plein central** composée de deux bandes dérasées de 0,45 m encadrant une bande centrale de 0,60 m. Donc le dispositif de retenue devait avoir un encombrement maximal de 0,60 m et une flèche de fonctionnement la plus réduite possible pour ne pas engager le gabarit de la voie opposée en cas de choc.

Recherche de solutions

La première étape de notre travail a consisté à rechercher, dans la panoplie des dispositifs de retenue existants tant en France qu'en Europe, un modèle de barrière métallique pouvant être implanté dans la partie centrale du terre plein central et dont le niveau de performance soit le plus proche possible du niveau H2.

Or les dispositifs donnant un niveau H1 ou H2 (homologué suite à des essais selon les conditions normalisées) faisaient au moins 0,8 m de large (par exemple, les modèles DE2+[®] ou Performance 13[®]).

Par contre, un modèle dont l'encombrement était de 0,5 m permettait une implantation dans le vide central de l'ouvrage : il s'agissait de la barrière DEe2. Malheureusement, le seul test effectué était de niveau N mais il nous a semblé que, par rapport à la barrière DE2 (Double à Entretoise avec un support tous les 2 m et de largeur 0,8m) qui est de niveau H1, il devait être possible d'avoir le niveau H1.

En première approche, sur la base des informations en notre possession, nous avons considéré qu'une DEe2 d'encombrement 0,6 m devait pouvoir satisfaire le niveau de performance H1.

(1) Ces niveaux sont définis dans la norme EN 1317, parties 1 et 2.

Pourquoi une étude en simulation?

A ce stade de l'étude, en l'absence d'essais confirmant le niveau H1, nous avons le choix entre plusieurs options pour valider cette orientation :

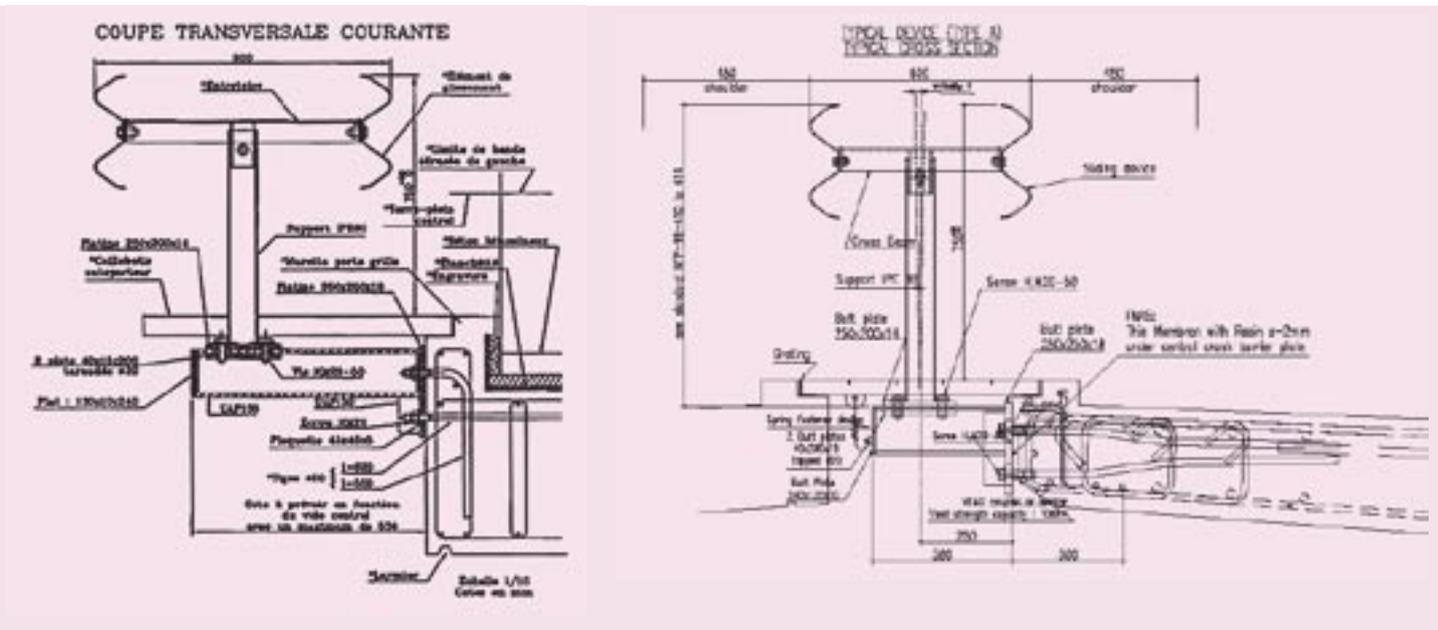
- a) faire des essais conformément à la norme NF EN 1317-2 dans les conditions H1. Une telle orientation, conforme à la procédure de certification, est longue et coûteuse (le coût d'un *seul* essai est de l'ordre de 45 000 €, sans compter l'investissement pour l'infrastructure).
- b) se baser sur un avis d'expert. Or la difficulté pour établir cet avis tenait à l'absence d'élément auquel l'expert pouvait se rattacher. Il faut savoir que la validation dans le domaine des dispositifs de retenue est toujours basée sur une connaissance du comportement lors d'essai sur un produit similaire pour lequel les modifications apportées au dispositif de retenue restent limitées et facilement appréciables. Dans le cas présent, le passage de la largeur de l'entretoise de 0,8 m à 0,6 m pour garder le même niveau H1 était délicat et sujet à discussions et critiques.
- c) une troisième voie consistait à faire une évaluation par simulation modélisée avec le programme PAM-CRASH™ pour laquelle le Séttra disposait d'une certaine expérience. Cela permettait d'avoir une idée

de la capacité limite de retenue du modèle de barrière envisagé et de définir les effets positifs ou non de certaines améliorations qui pourraient être proposées (par exemple remplacer le support en IPE80 par un C100, rigidifier les lisses, etc.).

Le coût d'une telle approche, outre son apport sur la connaissance du produit, reste économiquement raisonnable puisque le coût a été de l'ordre de 15 000 €, pour une durée de moins de 2 mois.

Une telle démarche n'est envisageable que si l'on dispose d'un essai réel sur un dispositif de retenue qui va servir de référentiel pour faire la comparaison. Or c'était le cas puisque l'on disposait d'une validation, dans le cadre d'une étude pour le compte du Séttra, sous un test correspondant au niveau H1 (test TB 42⁽²⁾ : camion de 10 t sous 20° à 70 km/h) sur une barrière DE2 sur laquelle on a proposé de travailler en la modifiant pour avoir un dispositif de retenue adapté au contexte de l'ouvrage

Cette dernière orientation a été proposée et acceptée par le concessionnaire.



Dispositif de retenue de référence DE2 (largeur 0,8 m) et dispositif envisagé et essayé en simulation DEe_{2,0.6} (largeur 0,6 m)

(2) Voir NF EN 1317-2, tableaux 1 et 2 et guide GC, fascicule « Choix d'un dispositif de retenue », figure 5.

La simulation

L'étude a été confiée à la société ESI France avec laquelle le Sétra avait déjà travaillé lors de la mise au point de modèle de barrières ou d'écran de retenue de chargement. L'étude proposée comprenait les 2 phases suivantes :

Phase 1 - Conception d'une nouvelle barrière (à partir de la barrière DE2) par simulation du test TB42 (choc d'un poids lourd de 10 tonnes) de niveau H1

- Réexécution du calcul de choc TB42 sur le modèle DE2,
- Réévaluation des résultats et comparaison avec les résultats de l'essai existant,
- Modification du modèle de barrière DE2 avec une entretoise passant d'un encombrement de 0,8 à 0,6 m,
- Exécution du calcul de la nouvelle barrière avec le logiciel PAM-CRASH™ sur une durée suffisante pour obtenir la fin du contact du véhicule sur la barrière.

Parmi les modifications envisagées et testées on notera les suivantes :

- Renforcer le fusible en passant à une vis de Ø12, par exemple (au lieu de Ø10 dans la norme). Le risque est de modifier trop profondément le comportement du support qui reste un IPE80 assez souple.
- Renforcer l'ensemble en partant d'une barrière dite Performance 13 ou DE+ qui a été homologuée en H2 suite aux résultats d'essais mais avec une largeur de 0,8 m hors tout. Dans ce cas la vis de fixation est une vis de Ø12 mais sur un support C100 à âme perpendiculaire au sens du trafic. Ce qui avait l'inconvénient de modifier les efforts dans la charpente support définie pour un IPE 80.

Exploitation des résultats :

- Visualisation de la cinématique d'ensemble, trajectoire du véhicule,
- Evolution dans le temps de l'angle de position du véhicule (+ angle de sortie),
- Evolution de la déformée de la barrière et du véhicule,
- Evaluation de la poche (longueur et déformée maximale dynamique et résiduelle),
- Evaluation du nombre de rupture des liaisons entre les poteaux et les lisses,
- Evolution des bilans d'énergie, des énergies absorbées par la barrière et par le véhicule,
- Evolution des efforts d'encastrement à la base de l'ensemble des poteaux,

Ces calculs ont été effectués de manière itérative jusqu'à l'obtention d'un résultat satisfaisant, en modifiant les paramètres suivants :

- Géométrie de la barrière suivant discussion,
- Nuances de matériaux,
- Niveaux des efforts de rupture des différentes liaisons,
- En final la géométrie retenue est fournie en terme de maillage.

Phase 2 - Vérification du comportement de la barrière en test TB11 (choc d'un véhicule léger de 900 kg) et vérification des critères normalisés :

- ASI (Acceleration Severity Index)
- THIV (Theoretical Head Impact Velocity)
- PHD (Post Impact Head Deceleration)



Figure 8 : vues de la simulation. A gauche, sur le modèle de barrière DE2 (largeur 0,8 m), à droite sur la solution DEe2₆₀₀ (largeur 0,6 m) finalement retenue (comparaison pratiquement au même moment du déroulement du choc)

désignation	DE2-800-IPE Résultats de l'essai	DE2-800-IPE Résultats de la simulation	DEe2-600-IPE Résultats de la simulation
Longueur de la flèche (m)	26	20,4	19,7
Poche dynamique (m)	1,12 (w=1,5)	1,2	1,1
Poche statique (m)	1,1	1,1	1
Nombre de supports déformés	≈ 13	11 à 12	12
Angle de sortie (°)	7,1	3,60	6
Renversement			tendance

Tableau de comparaison des résultats

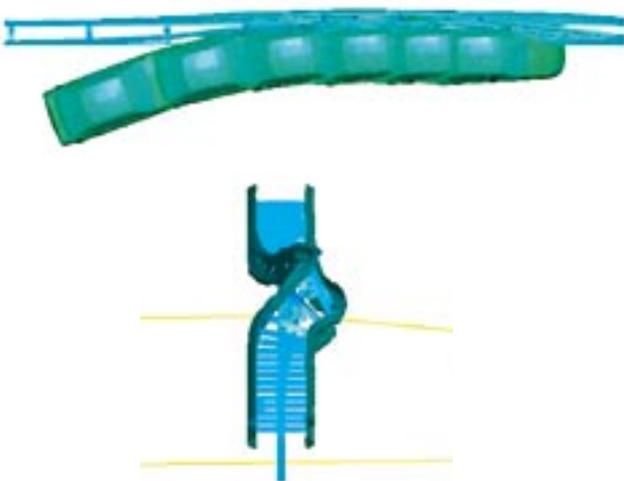
Les conclusions suite à cette simulation

- Lors de la phase de calage du système, l'essai TB42 simulé sur la barrière DE2 a donné des résultats très proches de ce que l'on observait lors de l'essai réel en H1. Ceci nous a conduit à penser que le calage était satisfaisant.
- L'essai en niveau H1 simulé sur la barrière DEe2₆₀₀ a donné un résultat très satisfaisant et conforme au niveau des critères d'acceptation de ce produit.
- Par contre, nous nous sommes interrogés sur la valeur de la poche (profondeur et longueur) qui est plus faible par rapport aux résultats tant simulés que réels sur la barrière DE2. En fait, après avoir analysé différents résultats d'essais sur des barrières similaires dans différentes conditions, on a relevé que la profondeur de la poche tendait à diminuer au fur et à mesure de la réduction de la largeur du dispositif de retenue. Donc, sur ce point, l'observation en simulation était homogène avec d'autres résultats.
- L'explication que nous en donnons mérite que l'on s'y attarde car cela a une influence sur d'autres conclusions.

Il semble que la barrière DE n'a pas le même principe de fonctionnement en largeur 0,8/1,0 m qu'en 0,5/0,6 m. En largeur 0,8 m ; il y a un effet net de l'arc-boutement de l'élément de glissement opposé au coté choc qui s'appuie sur le sol apportant ainsi une meilleure reprise de l'effort. Mais, en fait, en fin de choc, seul l'élément de glissement coté choc participe efficacement à la retenue du poids lourd du fait que la poutre-échelle se met dans un plan vertical.

En largeur étroite, on ne dispose plus de l'effet d'arc-boutant mais, par contre, la poutre échelle reste plus longtemps horizontale et apporte donc une meilleure participation de la matière dans la retenue du poids lourd.

Trajectoire



Vue de la déformation résultante de la barrière, véhicule enlevé

- Donc la réduction de largeur du dispositif de retenue ne paraît pas influencer, du fait de la modification du principe de fonctionnement, sur le niveau de performance du dispositif de retenue ; ceci n'était pas évident a priori et c'est l'analyse tant des essais en simulation que les essais réels qui paraît avoir révélé ce fait.
- Les essais avec un support C100 n'ont pas paru apporter une amélioration sensible en terme d'efficacité. Par ailleurs, l'existence d'une propriété industrielle sur le mode de liaison support C100/entretoise a conduit le concessionnaire à ne pas poursuivre dans cette voie.
- Par ailleurs, nous avons demandé une simulation avec une DEe2₆₀₀ comportant un fusible plus résistant au niveau de la fixation support IPE80/entretoise en passant d'un Ø10 (selon la norme) à un Ø12 (comme cela est prévu avec la solution du support C100 en niveau H2). Les résultats n'ont pas, non plus, été concluants avec, même, un effet inverse à ce que l'on escomptait.
- Compte tenu des résultats de l'étude en simulation comparés aux observations sur un dispositif de retenue similaire sous des essais conformes aux conditions de la norme EN 1317, nous avons conclu que la barrière DEe2₆₀₀ avec boulon fusible Ø10 pouvait être considérée comme donnant un niveau de performance H1.
- Sur la base de diverses comparaisons (notamment le résultat d'un essai H2 sur une DE2 et constatation, voir ci-dessus, 4^{ème} alinéa), le niveau de performance nous a semblé se situer entre H1 et H2 car il semble y avoir une réserve de capacité de résistance. On peut regretter que l'absence d'un modèle de car chez ESI n'ait pas permis de réaliser la simulation sous H2 mais la mise au point du modèle aurait allongé inconsidérément les délais (et augmenté les coûts !).

index	Calculé
ASI (acceleration severity index)	0,6
THIV (Theorical Head impact Velocity)	7,0
PHD (Post Impact Head Deceleration)	21

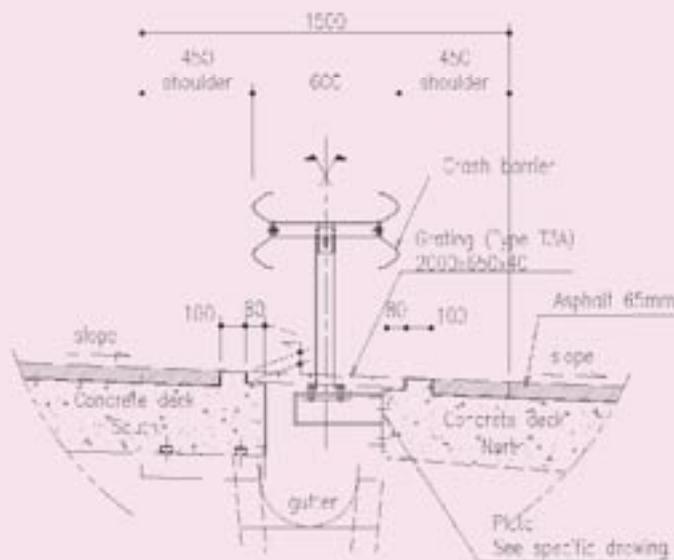
Résultats avec l'essai simulé de niveau TB11 (petit véhicule de 900 kg, à 100 km/h sous 20°)

• Les renforts avec un C100 ou un boulon fusible de $\varnothing 12$ (au lieu d'un $\varnothing 10$) n'ont finalement pas été retenus car, à l'analyse du rapport de l'étude en simulation, ils n'apportaient pas un plus significatif, voire même négatif, indépendamment d'autres considérations.

• Finalement, la barrière donne le niveau de sécurité exigé par la norme NF P 98.410 et 412, avec un support IPE80. La seule modification porte sur l'utilisation d'une entretoise spéciale donnant une largeur totale à la barrière de 0,6 m. Ce choix est important pour les deux raisons suivantes :

1. Il permet de ne pas modifier le dispositif de fixation dans le vide central sur la base d'une charpente métallique conforme au guide GC.
2. Il autorise l'emploi du système d'interruption de terre plein central conforme à celui défini dans la norme citée précédemment sans modification majeure. En effet, pour des raisons d'exploitation, le concessionnaire souhaitait pouvoir procéder, en cas de besoin, à un basculement d'une chaussée sur l'autre, du trafic par une interruption de terre plein central rapide à mettre en place. Cette exigence avait d'ailleurs conduit au type de profil en travers, avec l'absence, en terre plein central, de reliefs et la nécessité de disposer de caillebotis circulaire tout trafic.

Le profil en travers type résultant. Les dispositions au droit de l'interruption du terre plein central.



Dispositions de profil en travers type au droit de l'interruption du terre plein central

Le passage des joints par les dispositifs de retenue

Introduction et hypothèses

La conception de cet ouvrage et son mode de fonctionnement, notamment les mouvements en condition sismique, ont des conséquences sur le fonctionnement des équipements au droit des joints de l'ouvrage (20 joints au total). Les mouvements qui apparaissent à ce niveau obligent à rendre libre les équipements pour assurer les libres déplacements de la structure. Or cette liberté de mouvements n'est pas compatible avec le principe de fonctionnement d'un dispositif de retenue qui ne doit pas présenter de discontinuité. A noter que dans le cas présent, la difficulté était accrue par des conditions de mouvements très spécifiques : le mouvement longitudinal varie (en ordre de grandeur) de ± 178 à ± 320 mm à l'ELS et on doit prendre en considération un mouvement transversal de ± 61 à ± 195 mm à l'ELS.

Il s'agissait donc de définir des dispositifs de retenue permettant de réduire et de franchir les zones où les BN4 et la barrière centrale présentent un niveau de sécurité dégradé du fait du joint. Ces dispositifs, comme nous allons le voir dans les pages qui vont suivre, ont été adaptés d'ouvrages ou d'essais présentant des similitudes. Compte tenu des forts déplacements des ouvrages au droit des joints, le concessionnaire a demandé de traiter ces zones :

- En considérant des mouvements transversaux raisonnables,
- En prenant en compte les déplacements longitudinaux des cas de charges de service fréquents,
- En considérant que les dispositifs de retenue au droit des joints seront inspectés et remplacés si nécessaire après chaque séisme important.

Rappel du principe de fonctionnement d'une barrière

En cas de choc en un point d'un dispositif de retenue, celui-ci fonctionne comme une longue « bande » avec comme objectif de **provoquer la redirection du véhicule et lui permettre de ressortir du contact avec le dispositif**. C'est le principe universel de fonctionnement d'une barrière. En effet, on ne peut espérer « arrêter » un véhicule avec moins de 100 kg de matière au mètre linéaire compte tenu des énergies mises en jeu.

Au moment du choc, la bande va donc se tendre, autant que possible de manière homogène, sans point dur, pour former une poche de déformation absorbant ainsi de l'énergie par déformation du dispositif, et du véhicule ainsi que par frottement sur le sol ou sur le dit dispositif.

Au cours de la formation de cette poche, il y a obligatoirement des tensions dans la bande : pour limiter la profondeur de la poche, il faut donc que la bande soit **ancrée** aux extrémités. Faute de cet ancrage, la poche est trop profonde ou devient dissymétrique empêchant le véhicule de sortir, voire provoquant le franchissement de la barrière.

L'ancrage aux extrémités est habituellement assuré par deux dispositions, soit :

- Une longueur de barrière. Cette longueur, à partir de laquelle on considère, suite aux essais, que le niveau d'efficacité est atteint, est de 10 m pour une BN4 et environ 28 m pour une DE,
- Un ancrage d'extrémité ponctuel.

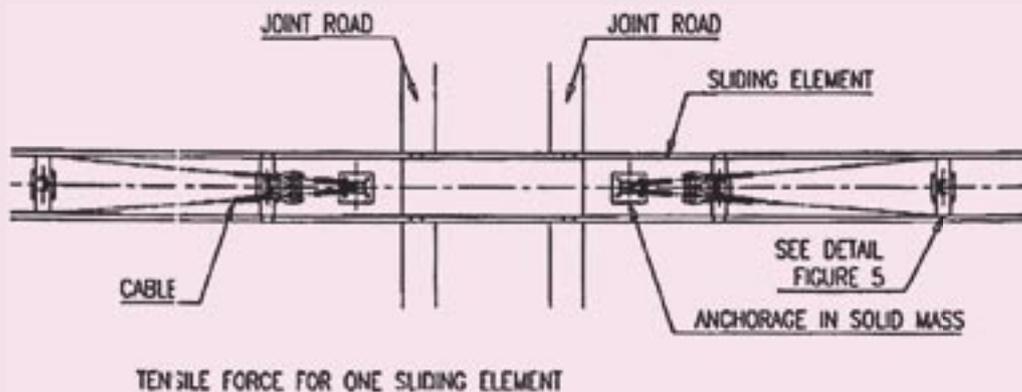
Application au cas de la barrière en terre plein central

Cas du mouvement longitudinal (suivant l'axe du trafic)

En France, nous utilisons des éléments spéciaux de dilatations définies dans la norme NF P 98.411, § 3.2.3. pour assurer le passage des joints de chaussées de souffle inférieur ou égal à 10 cm (notons que le serrage des boulons doit se faire par un système écrous-contre écrous). Au-delà, l'allongement de plus de 10 cm d'un élément de glissement ne permet pas un fonctionnement correct pour les raisons indiquées dans le paragraphe précédent sur le principe de fonctionnement et nous recommandons l'usage de transmetteur d'effort (dispositifs fonctionnant un peu selon le principe des ceintures de sécurité pour les passagers des véhicules : blocage seulement en cas de choc).

Dans le cas présent, pour des raisons économiques, le système transmetteur d'effort (Transpec® ou similaire) n'a pas été retenu. Nous avons proposé une solution employant des éléments de glissement spéciaux de dilatation avec des trous ovalisés permettant les mouvements prévus sur le joint sous-jacent. Cette disposition entraîne une dégradation ponctuelle du niveau de sécurité que nous limitons à une zone de courte longueur en ancrant les éléments de glissement immédiatement après le passage du joint.

Les efforts dans les ancrages de la glissière sont d'environ 150 à 200 kN selon les données transmises par le laboratoire LIER en charge des tests d'agrément des dispositifs de retenue des routes.



Vue en plan de la disposition au droit du passage du joint de la barrière DE en terre plein central

Application au cas de la barrière BN4

Comme pour la barrière en terre plein central, la solution du Transpec® (combinée avec un système de cardans pour reprendre les mouvements transversaux comme cela a été appliqué sur quelques ouvrages en France) n'a pas été retenue pour des questions économiques et de mise au point.

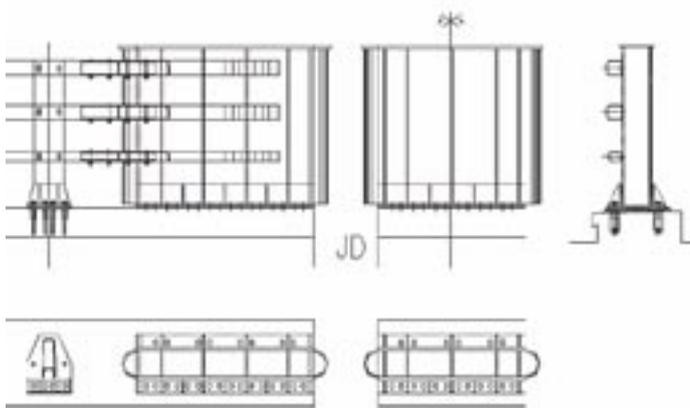
Pour permettre la continuité de la barrière en cas de mouvements transversaux, nous avons proposé des caissons d'ancrage ci-dessous, utilisés en France dans le cas de pont mobile notamment (A29 sur le canal de Tancarville, sur la Rivière salée en Guadeloupe). L'utilisation de ces caissons permet d'ancrer les lisses de BN4 et de conserver les performances en terme de sécurité sur la totalité du dispositif de retenue. De plus, ces caissons permettent de s'affranchir des déplacements transversaux relatifs d'un segment d'ouvrage par rapport à l'autre.

Le dispositif se compose de 2 caissons d'ancrage de lisses de BN4 encadrant un caisson central :

- Les ancrages dans la dalle des caissons extérieurs permettent de reprendre le choc frontal et d'ancrer les efforts de traction de lisses.
- Leur implantation est directement liée aux mouvements longitudinaux.



Photo 2 : mise en place de l'élément spécial de BN4 au bord du joint



Élévation et vue en plan de la barrière BN4 au passage des joints

Application au cas du garde-corps de service

Pour le passage du joint par le garde-corps, compte tenu de sa fonction, la disposition retenue consiste à arrêter le garde-corps au ras du joint et à mettre en place soit une chaîne, soit un câble maintenu en permanence tendu par un système ressort.

Conclusions

En matière de dispositif de retenue des véhicules, le passage des joints de chaussées constitue toujours une difficulté parce que la nécessaire liberté de mouvement va à l'encontre de l'obligation de continuité du niveau de sécurité.

Par rapport aux dispositions normalisées françaises, il n'a pas été possible de faire appel à des solutions de type transmetteur de choc : un tel dispositif, en l'état actuel des connaissances, pouvait se bloquer aussi en cas de mouvements sismiques. Il existe, vraisemblablement, des solutions mais leur validation aurait demandé un délai inacceptable compte tenu du planning.

L'autre difficulté, inhabituelle, était de prendre en compte un important mouvement transversal qui a conduit à retenir deux dispositifs selon que l'on étudie :

- la BN4 : accrochage des lisses dans un caisson d'ancrage et caisson sur chevêtre,
- ou la barrière DEe2_{0,6} dans laquelle on laisse jouer la souplesse des éléments de glissement avec ancrage pour assurer un niveau de performance correct quelques mètres après la zone du joint.

Les autres équipements

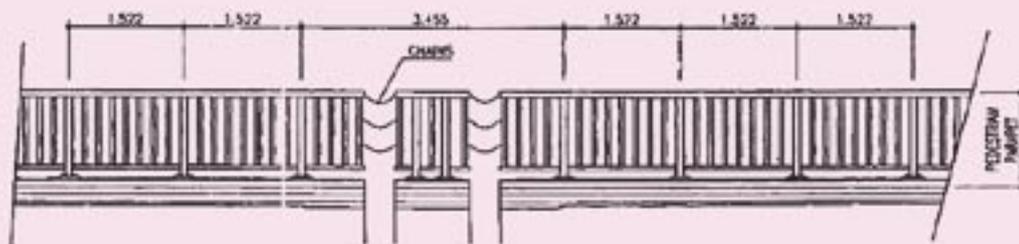
A côté de ces aspects particuliers des barrières de sécurité, l'ouvrage comporte aussi quelques spécificités sur les équipements qui ont nécessité des choix qu'il paraît intéressant de présenter. Il s'agit notamment de l'aménagement des bretelles du pont dalle en milieu d'ouvrage et de l'étanchéité.

Musoirs sur bretelle de sortie

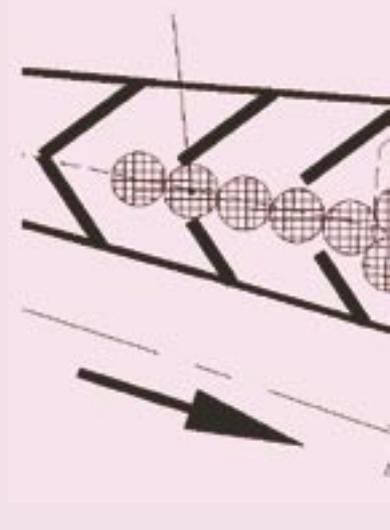
Nous avons vu dans les paragraphes précédents que les bords des tabliers sont équipés de barrière BN4. Ces barrières constituent, au droit de l'échangeur dans le sens sortant, un musoir dangereux pour les usagers. La difficulté était que celui-ci est au droit des joints de chaussées entre le viaduc et la bretelle de sortie.

Comme toujours, sur un ouvrage, la place est comptée et il est toujours difficile de réaliser des ancrages dans la structure.

Après analyse de la situation, nous avons proposé de mettre en place un atténuateur de choc conforme à la norme NF ENV 1317-4 avec un système non redirectif mais jouant seulement le rôle d'atténuateur de choc. La décision de ne pas prévoir un système redirectif provient du fait que cela aurait nécessité des ancrages dans la structure et ceci n'était pas évident à mettre en place dans cette zone. D'autre part, le risque d'un impact latéral a été estimé peu probable statistiquement et les conséquences ont été jugées minimales du fait de l'existence de la BN4 en arrière.



Traitement du joint dans le garde-corps



Aménagement du musoir

En outre, un aménagement des extrémités de la BN4 a été prévu pour compléter les dispositions de sécurité apportées par l'atténuateur de choc.

Le dispositif choisi est un système Fitch barrier® composé de bidons en plastique disposés convenablement et remplis, plus ou moins, de sable. La combinaison retenue est valable pour une vitesse de 80 km/h qui est la vitesse autorisée sur l'ouvrage.

Étanchéité

Cet ouvrage comporte, du point de vue étanchéité, trois parties : la zone sous chaussée, la zone du terre plein central et les parties latérales. (Coupes transversales types, figures 4, 5 et 6). Si les techniques appliquées sont classiques, la particularité de l'aménagement est le mariage des techniques afin de répondre au mieux aux problèmes de réalisation et de planning.

Sous chaussée, la solution devrait être un procédé à base de feuille préfabriquée bitumineuse qui paraît la solution la mieux adaptée au contexte de circulation et de l'ouvrage. De fait, sous chaussée, une solution Viaplast (procédé Eurovia qui possède un Avis Technique en France) a été mise en œuvre.

Dans la partie terre plein central, il a été proposé de protéger les parties de béton qui seront soumises aux agressions atmosphériques, mais aussi à la circulation de l'eau puisque, du fait des dévers, une partie de l'évacuation des eaux pluviales est prévue dans le vide central du terre plein central, par une étanchéité de type film mince adhérent au support de type résine (Cf. F67, titre I, Procédés par résine de type FMAS). C'est ce qui a finalement été mise en œuvre par un procédé Résiplast.

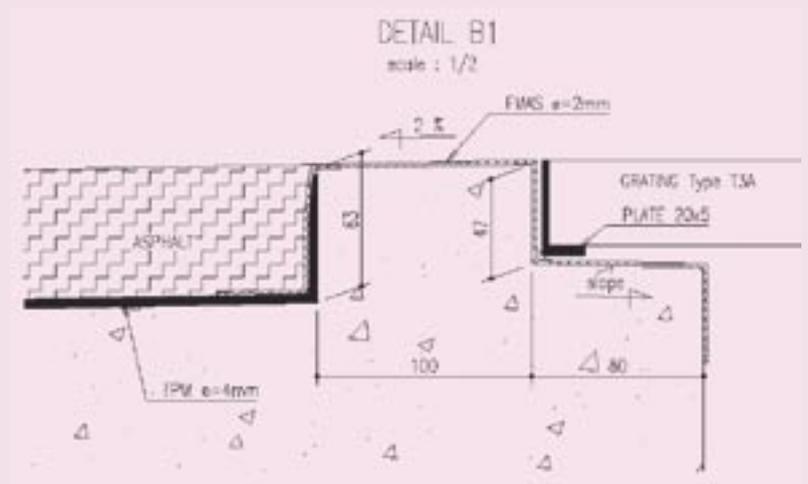
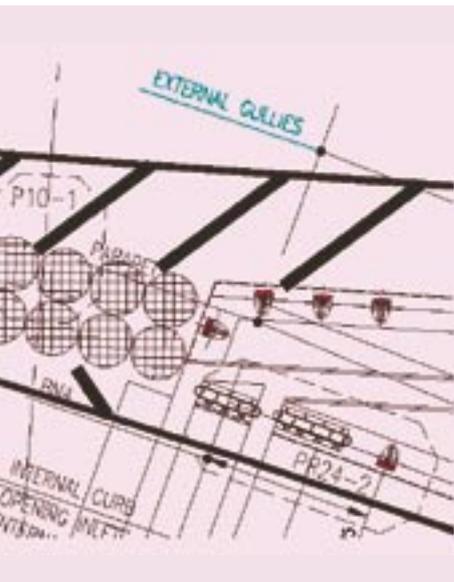
Trois points sont à noter sur les détails de ces étanchéités.

a) du fait de l'absence de relevé d'étanchéité dans le terre plein central (passage de l'eau, présence du dispositif de retenue), il n'était pas possible de réaliser une remontée de l'étanchéité dans une engravure. C'est pourquoi nous avons proposé une disposition qui est parfois utilisée sur les ouvrages anciens et dans le bâtiment et qui consiste en un recouvrement de la feuille bitumineuse relevée verticalement par l'étanchéité résine qui vient retomber sur elle comme indiquée sur le schéma ci-dessous.

b) Cette étanchéité doit être circulaire au droit de l'interruption du terre plein central, lors des basculements de chaussée qui interviennent parfois. C'est là l'intérêt des systèmes FMAS, à condition de recevoir une formulation adaptée.

c) Dans la partie entre la longrine BN4 et le bord extérieur du tablier, la complexité de la zone fait que la réalisation de relevés d'étanchéité qui sont obligatoires avec un procédé bitumineux condamnerait la poursuite de l'étanchéité sous chaussée jusqu'au pied du garde-corps. La solution par FMAS s'avérait la solution la plus simple et, finalement, la plus économique, malgré un coût unitaire plus élevé à l'investissement.

En conclusion, cet ouvrage montre que l'on peut valablement marier les techniques d'étanchéité afin d'obtenir la meilleure efficacité au droit de chaque zone et que la réalisation des jonctions peut finalement en être simplifiée grâce à un recouvrement en tuile supprimant ainsi les coûteux relevés dans les engravures.



de l'échangeur

Principe de la jonction de l'étanchéité dans le terre plein central

Conclusions

La condition nécessaire pour une bonne qualité et une durabilité d'un ouvrage est une bonne étude structurale, mais contrairement à de nombreuses idées reçues, ce n'est pas suffisant car l'entreprise doit apporter un soin important au bon choix des équipements ainsi qu'à leur mise en œuvre.

En général, on rappellera que le coût des équipements au moment de la construction est de l'ordre de 15 % du coût total de l'ouvrage, ce qui n'apparaît pas prépondérant au moment de la construction. Par contre, le coût d'entretien des équipements durant la vie de l'ouvrage peut représenter de 30 à 60 % du total des crédits annuels consacrés à l'entretien du pont.

Le choix correct et réfléchi des équipements constitue donc un élément important du coût à venir de l'ouvrage. Le futur concessionnaire était très sensible à cet aspect et a confié au bureau d'étude VINCI Construction Grands Projets la mission d'apporter la plus grande attention à ce sujet. Pour l'aider dans cette tâche, l'assistance technique du Sétra fut précieuse.

Le contexte du projet, notamment les mouvements sismiques, ont induit une conception de la structure sur laquelle les équipements devaient assurer leur fonction. La mise au point de solutions techniques s'est, le plus souvent, appuyée sur des dispositions éprouvées mais il a aussi été nécessaire d'innover car le contexte de l'ouvrage ne permettait pas d'implanter les solutions types. La principale innovation a consisté, pour les dispositifs de retenue du terre plein central, à faire appel à une validation par simulation sur ordinateur sur la base d'une solution type testée en conformité avec la norme NF EN 1317-2. Les enseignements à tirer de cette étude sont intéressants et montrent que pour les dispositifs de retenue métalliques, il existe une réelle possibilité de passer par cette simulation à condition de bien préciser ce que l'on fait et que les résultats soient appréciés par un expert ■

Références bibliographiques

1 - Articles sur la construction des ouvrages de cette liaison (Chantiers de France, N° 364 du 10.2003, Le Moniteur, du 17.10.2003, du 28.05.2004 et du 27.08.2004, Revue Travaux, N°809 du 06.2004).

2 - Guide GC. Sétra - Fascicules :

2.1 - « Barrières de sécurité pour la retenue des véhicules légers et aménagement dans le terre plein central. Barrières de niveau N » - 09/01 - Sétra (Réf. : F0115 - prix : 21 €).

2.2 - « Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds. Barrières de niveau H » - 09/99 - Sétra (Réf. : F9916 - prix : 28,97 €).

2.3 - « Choix d'un dispositif de retenue en bord libre d'un pont » 02/02 - Sétra (Réf. : F0205 - prix : 15 €).

3 - Rapport de recherche « Mise au point des dispositifs de retenue par simulation de chocs » - 03/04 - Sétra. *En consultation sur les sites internet et i2 du Sétra (dans la rubrique « à télécharger » du catalogue des publications).*

4 - NF EN 1317, Dispositifs de retenue routiers.

5 - NF P 98.410, Barrières de sécurité routières. Glissières de sécurité en acier (profils A et B) Composition, fonctionnement et performances de retenue.

6 - NF P 98.411, Barrières de sécurité routières. Glissières de sécurité en acier (Profils A et B). Dimensions et spécifications techniques de fabrication des éléments de glissement.

Credit photo : Nikos Daniilidis (photothèque VINCI).

Remerciements à Didier Benoît (VINCI Construction Grands projets) pour la mise en forme des dessins.

Retour vers le futur...

Pierre Corfdir, Fabien Renaudin

Les poutres-dalles sont des structures bien utiles, car elles permettent de s'affranchir de cintres, les poutres préfabriquées servant d'appui aux coffrages du tablier. Plusieurs entreprises offrent actuellement des procédés brevetés sur ce sujet. Le concept est-il si nouveau ? En Alsace, après la deuxième guerre mondiale, bien des ouvrages sont à reconstruire et des solutions originales, privilégiant une exécution facile, sont proposées et exécutées pour des brèches d'une dizaine de mètres. Il s'agit de poutres préfabriquées en béton précontraint en forme de demi-I posées l'une à côté de l'autre à touche-touche et recouvertes en deuxième phase de béton pour constituer une dalle.

Les poutres préfabriquées sont précontraintes par fils ou torons adhérents. Deux principes de précontrainte ont pu être observés :

- précontrainte constituée de fils parallèles de 2 à 5 mm de diamètre répartis en nappe de 16 fils
- précontrainte constituée de 26 torons de 3 fils de 3 mm de diamètre

Quelques éléments caractérisant la précontrainte ont pu être retrouvés à partir des archives :

- nature des fils : tréfilés
- limite élastique des fils : 145 kg/mm²
- tension initiale : 120 à 125 kg/mm²
- tension résiduelle attendue : 90 à 95 kg/mm²

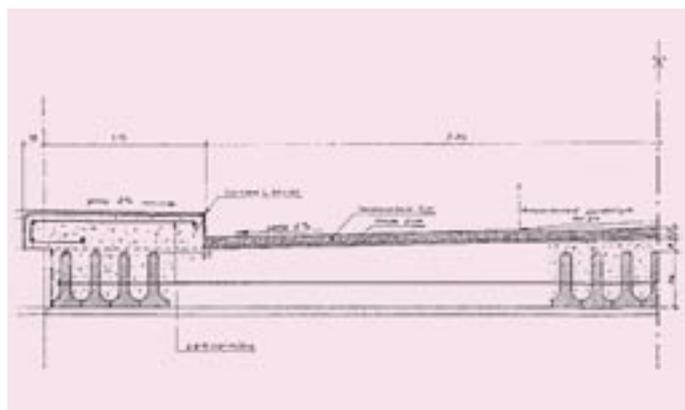


Figure 1 : exemple d'une demi-coupe transversale d'un ouvrage



Photo 1 : vue de l'intrados d'un ouvrage datant de 1949, on observe la présence de stalactites en rives de poutres

L'espace entre les poutres est rempli de béton non armé et les poutres sont maintenues entre elles lors du bétonnage par des barres transversales régulièrement réparties. Au droit des appuis quelques aciers sont mis en place pour créer une entretoise.

Nous n'avons pas retrouvé d'éléments pouvant renseigner sur le règlement utilisé pour justifier ces ouvrages construits vers 1950 (Circulaire du 29/08/1940 ?).

Ces ouvrages semblent avoir un bon comportement mécanique. Les dégradations viennent, comme bien souvent pour les ouvrages, innovant ou pas, de la faiblesse de l'étanchéité et du très faible enrobage

des fils ou des torons dont la corrosion est provoquée par la carbonatation progressive du béton en sous face du talon des poutres et par les infiltrations d'eaux agressives, en général sous les fils d'eau de la chaussée ■

Credit photos : Fabien Renaudin (LRPC Strasbourg).

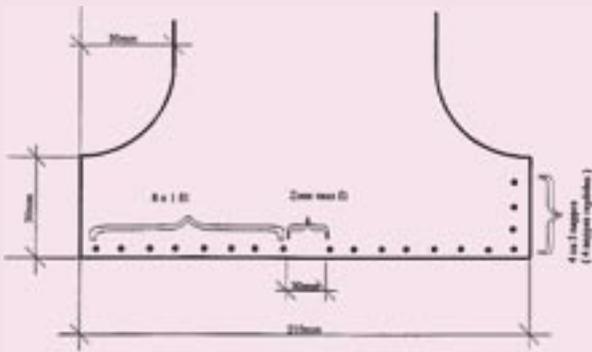


Figure 2 : exemple de coupe de poutre avec fils parallèles

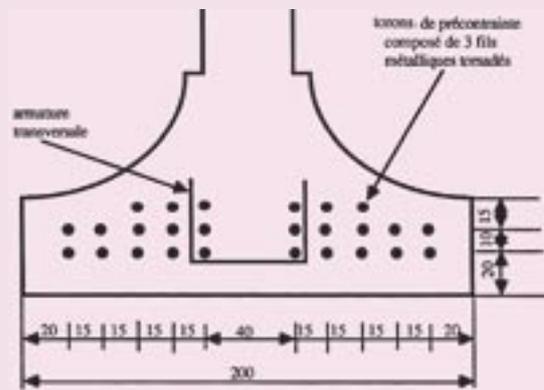


Figure 3 : exemple de coupe de poutre avec torons de 3 fils (cotes en mm)



Photo 2 : exemple de corrosion de fils de la nappe inférieure en sous face du talon d'une poutre (même pont que photo 1)

Photo 3 : mise à jour des fils de la nappe inférieure en sous face du talon d'une poutre (même pont que photo 1)

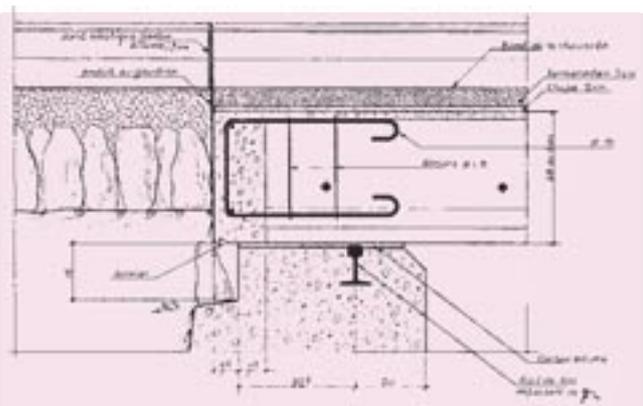


Figure 4 : armatures situées sur appui entre poutres

Durabilité des bétons durcis soumis au gel

Nouvelles recommandations éditées par le LCPC en décembre 2003

Jacques Prost

Beaucoup de gestionnaires d'ouvrages sont confrontés aux conséquences, quelquefois très pénalisantes, des cycles gel-dégel sur la durabilité du béton. Murs de soutènement, ouvrages d'art, structures de génie civil des remontées mécaniques, et même certains bâtiments, construits avec des bétons inadaptés, sont ainsi fortement agressés. La nécessité de maintenir une bonne viabilité hivernale des itinéraires routiers et autoroutiers, les automobilistes ne souhaitant plus circuler autrement que sur des routes dégagées de toute trace de neige ou de glace, oblige à répandre sur les chaussées, à titres préventif et curatif, d'importantes quantités de sels de déverglaçage, appelés aussi fondants routiers. La combinaison des cycles gel-dégel et des sels de déverglaçage aggrave notablement les dégradations du béton. Les ponts et les têtes de tunnels n'échappent pas à ce salage généralisé.

Il ne faut pas imaginer que seules les structures construites en altitude subissent les dégradations dues au gel. Certaines régions, classées en gel modéré,

sont également concernées notamment du fait d'une fréquence plus élevée des cycles gel-dégel. On constate assez fréquemment dans ces régions une dégradation de surface des bétons par écaillage.

Les cycles gel-dégel répétés peuvent provoquer deux types de dégradations :

- une microfissuration dans la masse du béton, voire une fissuration, et un gonflement, c'est le gel interne (photo n° 1).
- une dégradation de surface, sous l'effet conjugué des cycles gel-dégel et des sels de déverglaçage, c'est l'écaillage. Cette dégradation se traduit par une perte de matériaux sous forme d'écaillés de pâte de ciment et/ou de granulats plus ou moins importants (photos 2 et 3).

Ces deux formes de dégradations sont indépendantes l'une de l'autre, mais elles peuvent se produire de façon simultanée.

Il n'est donc plus possible de construire les infrastructures routières sans essayer d'améliorer la qualité et la durabilité du béton.



Photo 1 : gel interne d'un élément de corniche



Photo 2 : écaillage d'une longrine de scellement de garde-corps

Le LCPC a publié en décembre 2003 un guide technique de niveau national concernant les « Recommandations sur la durabilité des bétons durcis soumis au gel ». Ce document est le fruit des échanges fructueux et d'une franche coopération entre plusieurs experts représentant les principaux acteurs de la construction dans le génie civil et le bâtiment. Ces experts ont travaillé pendant plus d'une année à partir d'un projet rédigé par un groupe de travail régional, CETE de Lyon : le Groupe Rhône-Alpes (GRA) tenant compte des retours d'expériences acquises ces dix dernières années et des résultats des recherches récentes. Aujourd'hui en effet, on constate que les parties d'ouvrages construites avec des bétons contenant de l'air entraîné, qu'il s'agisse des corniches, des longrines d'ancrage des dispositifs de sécurité, des piles, des culées et des murs de soutènement, pour ne citer qu'eux, présentent un très bon comportement aux cycles gel-dégel en présence de sels de déverglaçage, six ou huit ans après leur réalisation.

Les « Recommandations sur la durabilité des bétons durcis soumis au gel » - LCPC de décembre 2003 remplacent désormais les *Recommandations spécifiques à l'élaboration des bétons pour les parties d'ouvrages non protégées des intempéries et soumises à l'action du gel publiées par le GAR en mars 1992.*

Tous les bétons sont concernés par ces nouvelles recommandations, qu'il s'agisse des bétons fabriqués sur le chantier, en centrales BPE ou dans les usines de préfabrication.

Elles visent principalement les bétons des ouvrages d'art. Le niveau des exigences est adapté aux ouvrages relevant du fascicule 65-A, ayant une importance stratégique tant du point de vue de la gestion de la route que vis-à-vis de la sécurité des usagers.

Elles seront imposées dans la version en cours de révision du fascicule 65-A pour les marchés publics et peuvent s'appliquer aux marchés privés à condition qu'elles soient spécifiées dans le marché.



Photo 3 : zoom sur une zone écaillée

Par contre, elles ne s'appliquent pas aux éléments préfabriqués en usine satisfaisant aux exigences des textes normatifs en vigueur prévoyant les conditions d'environnement définies dans les Recommandations et bénéficiant d'une certification. A titre d'exemple citons les éléments architecturaux en béton fabriqués en usine, certifiés Qualif-IB qui doivent être conformes au cahier des charges « Eléments architecturaux en béton fabriqués en usine » de septembre 1996 et à son additif de septembre 2002 introduisant les exigences de durabilité au gel-dégel, afin d'étendre à cette caractéristique le champ des performances certifiées par le Qualif-IB Eléments architecturaux en béton fabriqués en usine.

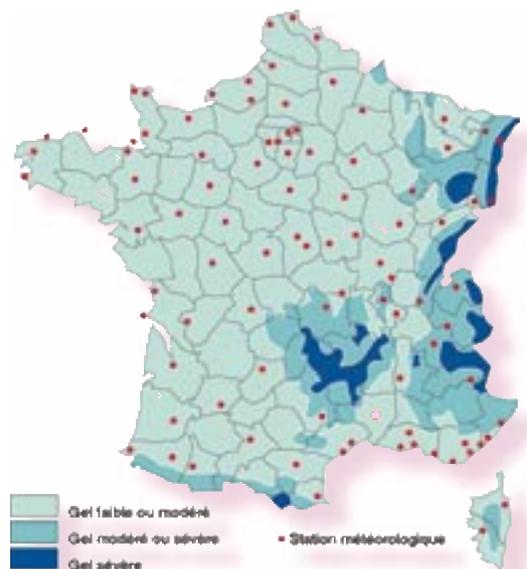
Lorsque l'application des Recommandations est prévue dans le marché, celui-ci doit préciser les données caractérisant l'environnement dans lequel sont situées les différentes parties d'ouvrage à savoir le niveau de gel, le degré de saturation du béton en eau et le niveau de salage ainsi que les classes d'exposition de la norme NF EN 206-1.

Les Recommandations précisent ces conditions environnementales et donnent :

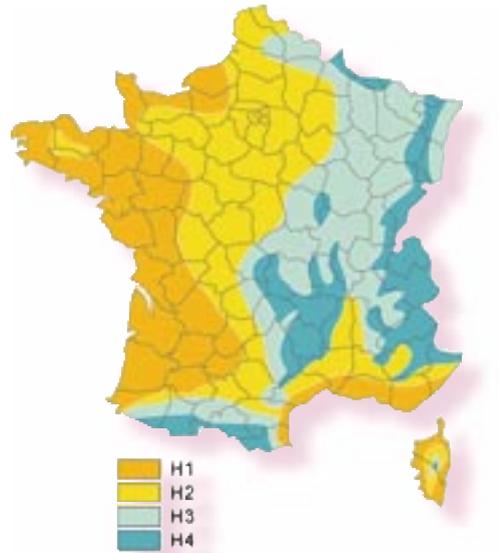
- La carte des risques de gel pour la France métropolitaine issue de la norme XP P 18-305, reprise dans la norme NF EN 206-1. Cette carte donnée ci-dessous figurera avec la liste des cantons, pour chacun desquels est attribuée une classe d'exposition. Elle sera publiée dès la fin de l'année 2004, dans un fascicule de documentation de l'AFNOR.

Environnement des ouvrages - niveaux de gel

- sévère : plus de 10 jours par an avec température $< -10^{\circ}\text{C}$
- faible : moins de 3 jours par an avec température $< -5^{\circ}\text{C}$: (non concerné par les recommandations)
- modéré : entre faible et sévère



- La carte de la France métropolitaine avec les zones de rigueur hivernale établie par le Sétra (cf. guide pratique « Aide à l'élaboration des DOVH » de novembre 1994) et les niveaux de salage en nombre (n) de jours de salage annuel.



Environnement des ouvrages - niveaux de salage

- H1 : salage peu fréquent $n < 10$
- H2 : salage fréquent $n \leq 30$
- H3 et H4 : salage très fréquent $n > 30$
 - avec H1 zone à hiver clément
 - H2 zone à hiver peu rigoureux
 - H3 zone à hiver assez rigoureux
 - H4 zone à hiver rigoureux

- Le tableau 1 indique, à titre d'information, la correspondance entre les classes d'environnement de la norme XP P 18-305, celle du fascicule 65-A version d'août 2000 et les classes d'exposition de la norme NF EN 206-1 pour les bétons soumis aux cycles gel-dégel en présence ou non de sels de déverglaçage.

Le degré de saturation en eau du béton est une notion nouvelle introduite par la norme NF EN 206-1. Deux niveaux sont prévus à savoir fort et modéré mais la norme ne fixe pas de seuil pour chacun d'eux.

Le classement est fait selon l'exposition des faces soumises aux intempéries et aux rejaillissements des sels de déverglaçage. Les Recommandations attribuent le niveau de saturation en eau aux parties d'ouvrages comme l'indique la norme et en fonction du niveau de gel auquel elles sont soumises.

Classes d'environnement et classes d'exposition		Type de gel			
		Modéré		Sévère	
Type de salage	Peu fréquent	EA 1	XF ₁ 2b ₁	EA 2 EB 2	XF ₃ 2b ₂
	Fréquent	EB 2	XF ₂ ou XF ₄ 3	ED 2	XF ₄ 3
	Très fréquent	EC 2 ED 2	XF ₄	EC2 ED 2	XF ₄ 3 ou 4b

EA, EB, etc. classes d'environnement du fascicule 65-A version août 2000
 2b, 3, etc. classes d'environnement de la norme XP P 18-305
 XF classes d'exposition de la norme NF EN 206-1.

Tableau 1

Les Recommandations classent les bétons en deux catégories, les bétons G qui doivent être formulés pour résister au gel pur et les bétons G+S qui doivent l'être pour résister aux effets conjugués du gel pur et des sels de déverglaçage.

Le tableau 2, permet de choisir le type de béton G et/ou G+S en fonction du type de gel et du niveau de salage.

Le document comprend quatre chapitres :

- Généralités
- Domaine d'application
- Recommandations spécifiques à l'élaboration des bétons
- Epreuve d'étude, de convenance et de contrôles des bétons.

Le chapitre « Généralités » donnent quelques éléments sur les mécanismes engendrant les dégradations du béton et sur leur nature.

Le chapitre « Domaine d'application » sensibilise le lecteur sur les conditions environnementales des ouvrages, précise les parties des ouvrages concernées et permet le choix du béton en fonction du type de gel et du type de salage. En cas de gel sévère, il est recommandé de concevoir les tabliers d'ouvrages en béton G+S. En effet, il n'est pas rare de constater des dégradations importantes sur l'extrados des tabliers, en cas de déficience de la chape d'étanchéité.

Le chapitre « Recommandations spécifiques à l'élaboration des bétons » traite les bétons traditionnels dont la résistance caractéristique à 28 jours est inférieure à 50 MPa, les bétons hautes

performances dont la résistance caractéristique à 28 jours est supérieure ou égale à 50 MPa et les bétons de technologie spécifique à savoir les bétons à démoulage immédiat essentiellement utilisés dans les usines de préfabrication ainsi que les bétons moulés sur site par machine à coffrage glissant. Quelques informations sont également données sur les bétons projetés.

L'originalité de ce chapitre réside dans le fait que chaque type de béton fait l'objet d'un sous-chapitre entièrement autonome. Ceci présente l'avantage de ne pas être contraint d'aller chercher des informations générales dans d'autres chapitres.

Chaque sous-chapitre donne la définition du béton et quelques informations sur la manière de formuler le béton, le niveau des exigences à demander sur les caractéristiques des différents constituants du béton, les méthodes d'évaluation de la durabilité au gel des bétons, les caractéristiques exigées sur les bétons. Enfin, quelques recommandations concernent les moyens de fabrication du béton, la méthodologie de mise en œuvre et les dispositions constructives, notamment les règles à appliquer en matière d'enrobage des armatures.

Le chapitre « Epreuve d'étude, de convenance et de contrôles des bétons » permet d'une part, d'élaborer le programme d'étude de la formulation du béton et le programme de l'épreuve de convenance qui va permettre de juger de la capacité de la centrale à béton à fabriquer les bétons conformes au marché et d'autre part d'aider l'entreprise à concevoir le programme de contrôle extérieur.

Un point très important concerne l'étude de

Choix du type de béton		Type de gel	
		Modéré	Sévère
Type de salage	Peu fréquent	Béton approprié	Béton G
	Fréquent	Béton approprié et teneur en air minimale = 4 % ou essais de durabilité au gel	Béton G+S
	Très fréquent	Béton G+S	Béton G+S

Tableau 2

formulation du béton. En effet, les retours d'expériences montrent qu'il est fortement conseillé de compléter l'épreuve d'étude faite en laboratoire par la fabrication de gâchées en vraie grandeur sur la centrale à béton afin d'ajuster les quantités d'adjuvants notamment celle de l'entraîneur d'air afin de respecter la fourchette de la quantité d'air entraîné nécessaire pour garantir la résistance au gel du béton durci. En effet, les quantités des adjuvants nécessaires, toutes choses égales par ailleurs, varient notablement entre le laboratoire et le chantier en raison de la différence d'efficacité du malaxage, de la masse du béton malaxé et des conditions de températures.

Enfin, le document attire l'attention des maîtres d'ouvrage, des maîtres d'œuvre et des entreprises sur les délais nécessaires à la réalisation des essais d'écaillage environ trois mois et des essais de performance concernant le gel interne environ 3,5 mois.

Rappelons toutefois que le facteur d'espacement des bulles d'air (λ), permettant l'évaluation de la durabilité au gel des bétons contenant de l'air entraîné, peut être obtenu dans un délai de 5 à 10 jours. Le λ caractérise le réseau de vides d'air créé dans le béton durci, qui vont servir de vases d'expansion lorsque l'eau va se transformer en glace. Le λ est la demi-distance moyenne entre les parois des vides d'air - cf. figure ci-dessous.



Les principales évolutions entre les Recommandations du GRA de mars 1992 et les Recommandations LCPC de décembre 2003 concernent de nombreux points :

- Les conditions environnementales des ouvrages (classes d'exposition, niveaux de gel et de salage, degré de saturation du béton en eau) sont précisées.
- La gamme des ciments est notablement élargie. Les CEM II/A et B pour les bétons G et les CEM II/A contenant des laitiers moulus et des fumées de silice sont admis pour les bétons G+S. Les CEM III A et B sont également admis pour les bétons G et G+S moulés

sur site par machine à coffrage glissant. La teneur en laitier des CEM III B est toutefois limitée à 70 %.

- Les valeurs d'écaillage, dont les seuils sont moins contraignants, sont fixées à 600 g/m² pour les épreuves d'études et de convenance et à 750 g/m² pour les contrôles sur chantier.

- Les normes européennes (NF EN 197-1 sur les ciments, NF EN 12620 sur les granulats pour bétons, NF EN 934-2 sur les adjuvants, NF EN 1008 sur l'eau de gâchage, NF EN 206-1 sur les bétons, notamment) sont prises en compte.

La norme NF EN 1008 autorise, en tant qu'eau de gâchage, les eaux récupérées des fabrications de l'industrie du béton. Cette disposition concerne notamment les centrales de BPE. On peut considérer qu'il y a deux types d'eau : les eaux décantées qui peuvent être assimilées à des eaux de nappes phréatiques et les eaux chargées de matières solides. Par prudence les eaux chargées sont interdites dans la fabrication des bétons G et G+S, en l'absence de connaissances précises sur l'incidence de leur emploi, sur la résistance au gel notamment à l'écaillage.

- Des recommandations spécifiques sont données pour chaque type de bétons précités, pour lesquels les retours d'expérience ont permis de vérifier leur bien-fondé.

- Des variantes sont possibles, elles concernent les spécifications sur les granulats et sur les caractères particuliers des ciments. De même, il est prévu la possibilité d'un dépassement de la valeur du facteur d'espacement dans certaines conditions.

Trois types d'additions peuvent être utilisés. Ils s'agit des laitiers moulus, des fumées de silice et des additions calcaires. Les additions peuvent être utilisées de trois manières : comme correcteur de la granularité des sables, en tant qu'addition au ciment uniquement avec le CEM I et en substitution partielle au ciment seulement pour les bétons G formulés avec un CEM I. L'utilisation des cendres volantes est interdite car elles contiennent du carbone imbrûlé. Le carbone imbrûlé, dont la quantité peut atteindre 7 % en masse, modifie en règle générale l'efficacité des adjuvants. Il peut en particulier « piéger » une fraction non négligeable de l'agent entraîneur d'air. Les cendres volantes pénalisent également la tenue à l'écaillage des bétons, y compris celle des bétons hautes performances ■

*Crédit photos : Alain Raymond (DDE Haute Savoie), photos 1 et 2
Georges Orcel (CETE de Lyon - LRPC de Lyon), photo 3.*

Stages

Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Béton et architecture - conférence internationale	6 et 7 décembre 2004
Cycle inspection des ouvrages d'art - module 6 : chargés d'études	7 au 9 décembre 2004
Cycle inspection des ouvrages d'art - module 1 : connaissances de bases - 1 ^{ère} partie	1 au 3 février 2005
L'application de la nouvelle norme NF EN 206 et de son annexe nationale	2 et 3 février 2005
Cycle inspection des ouvrages d'art - module 1 : connaissances de bases - 2 ^{ème} partie	8 au 10 mars 2005
Cycle formuler les bétons - module 1 : initiation à la formation	15 au 17 mars 2005
Ponts en maçonnerie - partie 1 : surveiller et diagnostic	22 et 23 mars 2005
Ingénierie parasismique : connaissances de base, prévention	22 et 23 mars 2005
Pratique de la mise en œuvre et de la réparation du béton en montagne	31 mars 2005

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

IQOA - MURS

Type 5 - Murs poids en éléments préfabriqués empilés en béton.

Catalogue et procès verbal de visite.

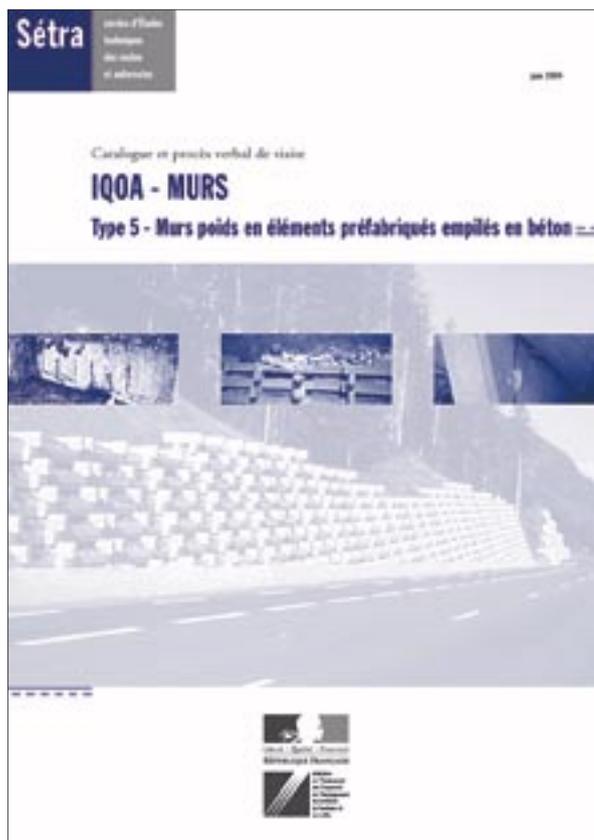
Réf. F0022PV – juin 2004 – Prix de vente : 7,62 euros.

Ce document est destiné à permettre la cotation des ouvrages de soutènement du type « mur poids en éléments préfabriqués en béton », en application de la méthode IQOA.

Il fait à la fois office de cadre de procès-verbal de visite et de catalogue des désordres apparents que l'on peut trouver sur ce type de structure. Il permet de regrouper les constatations effectuées par les visiteurs sur l'ouvrage et propose, pour chaque désordre, une classe représentative de sa gravité et fonction d'éléments d'appréciation à relever in situ.

Le document d'évaluation et sa fiche de synthèse sont structurés en quatre parties :

- la zone d'influence ;
- les équipements ;
- le drainage ;
- la structure.



• Avis techniques ouvrages d'art

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

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

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

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

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

Avis techniques - Étanchéité de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Hydroplast	Eurovia	03-2004	03-2009	FATET04-01
Colétanche OA	COLAS SA	07-2004	07-2009	FATET 04-02

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

Avis techniques - Joints de chaussées de ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Bétaflex S	BTPS	02-2004	02-2009	FATJO 04 01
EJ 50S	ÉTIC	03-2004	03-2009	FATJO 04 02
EJ 50	ÉTIC	05-2004	05-2009	FATJO 04 03
EJ 110	ÉTIC	05-2004	05-2009	FATJO 04 04
GPE 160-200-250	PCB	05-2004	05-2009	FATJO 04 05
GPA 80	PCB	05-2004	05-2006	FATJO 04 06
GPE 120	PCB	05-2004	05-2006	FATJO 04 07

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

Coordonnées des rédacteurs

Michel Fragnet
Sétra CTOA
Tel : 01 46 11 32 13

Marc Buonomo
EIFFEL Construction métallique
Tel : 03 88 94 68 20

Jean-Pierre Martin
EIFFAGE TP
Tel : 01 49 44 92 00

Claude Servant
EIFFAGE TP
Tel : 01 49 44 90 57

Marie-Noëlle Chevalme
VINCI Grands projets
Tel : 01 47 16 32 70

François Fernier
VINCI Grands projets
Tel : 01 47 16 43 51

André Piquet
VINCI Grands projets VCGP
Tel : 01 47 16 39 66

Pierre Corfdir
CETE de L'Est - D43
Tel : 03 87 20 46 10

Fabien Renaudin
CETE de l'Est - D43
Tel : 03 87 20 46 29

Jacques Prost
CETE de Lyon - LRL - Ouvrages
d'Art
Tel : 04 72 14 32 33

BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

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

je désire recevoir

exemplaire(s)

Nom et adresse du demandeur :

TITRE

Réf.

Prix unitaire

Prix total

Tél :

Date :

Signature

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

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

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

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

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

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

Nom :

Service, société :

Adresse :

Tél :

Date :

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



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

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

Ce bulletin est désormais 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 : **P0547** - Prix de vente : **10 €**

L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document

*Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex*

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

