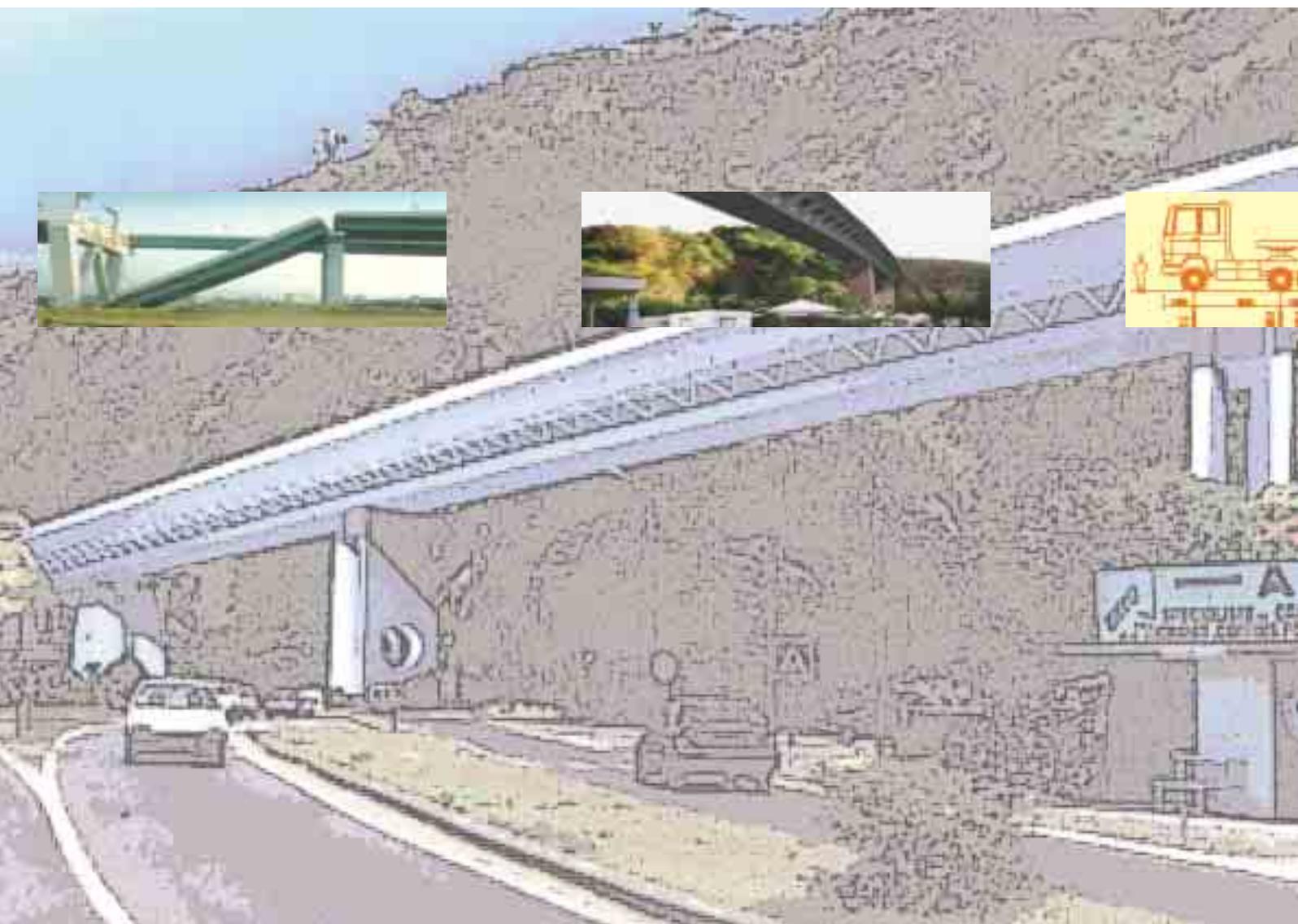


Bulletin

Ouvrages d'art



Liberté • Egalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



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

SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Le projet du Viaduc de Saint-Paul à La Réunion

DANIEL DE MATTÉIS, DENIS DAVI,
HÉLÈNE OUDIN-HOGRANDLEUR

➔ P. 2



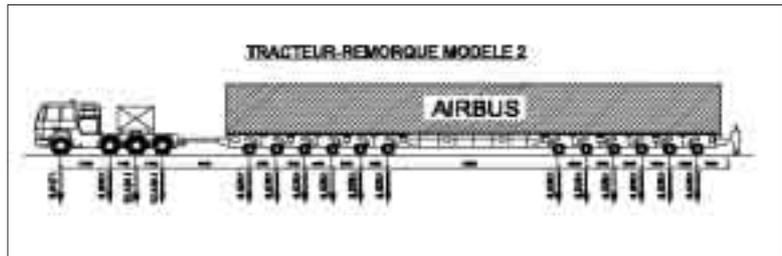
TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Etude de la portance des ouvrages de l'autoroute Toulouse-Bordeaux sous les passages des convois retour d'Airbus

Un exemple original d'application de ST1

G. CALAS, JF NOLOT,
R. PAILLARD, G. DANAN

➔ P. 11



RÉGLEMENTATION, CALCULS

Viaduc de La Colagne Vent et stabilité de fléau

DANIEL LE FAUCHEUR, PATRICE SCHMITT

➔ P. 16



SISMOA : Une méthode d'esti- mation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes

DENIS DAVI, PATRICE SCHMITT

➔ P. 22



INFORMATIONS BRÈVES

Faut-il prévoir une couche d'accrochage des enrobés sur les chapes d'étanchéité des ponts ?

MICHEL FRAGNET

➔ P. 30

Stages

➔ P. 31

LE KIOSQUE DU SETRA

Les dernières publications Ouvrages d'Art

➔ P. 32

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Hélène Abel-Michel, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan (Setra). Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Ferry Tavakoli (CETE de Lyon), Jean-Christophe Carles (Cete Méditerranée). Michel Boileau (DDE 31). Bruno Godart (LCPC). Claude Bois (Misoa). Rédacteur en chef : Jocelyne Jacob (Setra-Ctoa). Tél : 01 46 11 32 79 / Fax : 01 46 11 34 74. Coordination : Jacqueline Thirion (Setra-Eac). Tél : 01 46 11 34 82. Réalisation : ICI design. Tél : 01 43 36 15 52. Impression : Caractère. 2, rue Monge - BP 224 15002 Aurillac CEDEX ISSN : 1266-166X - © Setra - 2003

Le projet du viaduc de Saint-Paul

pour la route des Tamarins, à la Réunion

Cent fois sur le métier ton ouvrage tu remettras...

DANIEL DE MATTEIS, DENIS DAVI

HÉLÈNE OUDIN-HOGRANDLEUR



Figure n°1 : Carte générale de la route des Tamarins

Le projet de la route des Tamarins

La route des Tamarins est une voie nouvelle à 2 x 2 voies qui devrait améliorer considérablement la desserte de la partie ouest de l'île de la Réunion. Longue de 33 km, elle commence à Saint-Paul, fin actuelle du tronçon à 2 x 2 voies de la RN1, pour s'achever à l'Etang Salé. Située pour l'essentiel de son linéaire beaucoup plus loin de la mer que l'actuelle RN1, cette nouvelle route devrait d'une part améliorer la desserte des "Hauts", d'autre part réduire les nombreux embouteillages constatés actuellement dans le secteur touristique s'étendant entre Saint-Paul et Saint-Leu (voir figure 1). La route des Tamarins a fait l'objet d'une DUP datée du 3 mai 2002. Sa maîtrise d'ouvrage est assurée par la région Réunion. Sa maîtrise d'œuvre a été confiée à la DDE de la Réunion, qui prend en charge la section Saint Paul - RD10, et à Scetauroute, qui assume la section RD10 - Etang Salé. Engagées en 1990, ses études sont très avancées, quelques

appels à candidatures pour des marchés de travaux étant même déjà lancés. Les gros travaux devraient démarrer en 2004, pour s'achever en 2007.

Le site de Saint-Paul

Le viaduc de Saint-Paul se situe à l'extrémité nord de la route des Tamarins, sur la commune de Saint-Paul. Il permet de passer du niveau de la plaine littorale, proche du niveau de l'océan indien, au niveau supérieur d'une très importante coulée de lave, communément appelée le Rempart de Saint-Paul (voir figure 2).

Comme on peut le voir sur la photo ci-après, le site est très encombré puisque l'urbanisation de la commune de Saint-Paul s'est développée presque jusqu'au pied des falaises du Rempart. On note en particulier, sous la moitié sud du viaduc (à droite sur la photo), la présence de l'établissement public



Figure n°2 : Vue aérienne du site

de santé mentale de la Réunion (EPSMR), composé de plusieurs petits bâtiments de soin récents et d'un bâtiment administratif. Ce dernier compte parmi les plus anciennes constructions réunionnaises puisqu'il était au 18^{ème} siècle le bâtiment principal de l'hôpital militaire.

Le site est également marqué par la présence de la ravine Bernica, qu'on distingue à gauche sur la photo ci-dessus. Actuellement un peu délaissée, cette dernière était autrefois un lieu naturel et culturel important, qui a inspiré certains peintres et poètes de la Réunion.

Le projet de 1990

Au début des années 1990, un premier projet avait été élaboré conjointement par le Service Grands Travaux de la DDE de la Réunion et la Division des Grands Ouvrages d'Art du Setra, avec la collaboration de l'architecte Charles Lavigne, dans le cadre de ce qui s'appelait à l'époque l'autoroute des Hauts de l'Ouest.

Ce projet était conçu pour arriver presque au sommet de la falaise de Saint-Paul, de manière à éviter la réalisation d'une tranchée ou d'un tunnel au bout du viaduc. Moyennant un

profil en long en pente à 5,5 %, l'ouvrage présentait une longueur totale d'environ 990 m, ce qui plaçait son extrémité basse (à gauche sur la figure n°1) légèrement au Nord de la ravine Bernica. L'ouvrage était en outre positionné en plan pour couper le moins possible l'urbanisation, ce qui se traduisait par un tracé en S.

Longitudinalement, l'ouvrage était décomposé en 14 travées de 30, 36, 38.80, 60.80, 79, 7 x 92, 79 et 23 m (voir figure 3). Ce découpage permettait la construction par encorbellements successifs avec des fléaux symétriques et, en partie basse, une certaine adéquation entre la portée des travées et leur hauteur au dessus du terrain naturel. A l'instar des dispositions adoptées dans le tunnel de Chamoise pour le viaduc de Nantua, pour l'autoroute A40, la travée de 23 m était une petite travée contrepoids implantée sur le Rempart. Elle permettait de construire par encorbellements successifs la partie sud de la dernière travée de 79 m, partie qu'il était impossible de construire sur cintre compte tenu de la morphologie du site. Afin de conserver la ligne de crête de la falaise, le contrepoids était situé dans un ouvrage annexe de type portique dont la traverse prolongeait visuellement le sommet de la falaise.

Transversalement, l'ouvrage comportait un tablier unique de

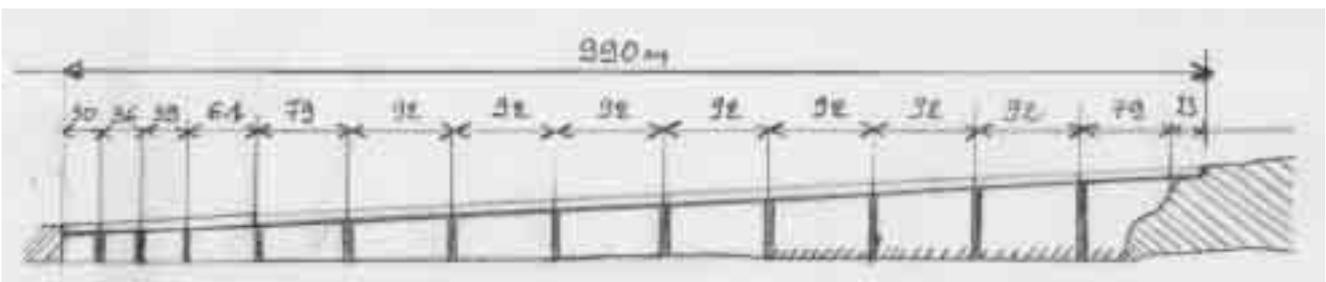


Figure n°3 : Solution étudiée dans le cadre du premier POA (1990)

20,20 m de largeur supportant quatre voies de 3,50 m, deux BAU de 2 m et deux BDG de 0,65 m. Celui-ci était constitué par un caisson à deux âmes inclinées de 0,60 m d'épaisseur chacune, avec un hourdis supérieur précontraint transversalement. Dans les travées de 92 m et les travées sud de 79 m et 23 m, la hauteur du caisson était constante et égale à 4,60 m. Dans les autres travées, beaucoup plus proches du sol, la hauteur du caisson variait linéairement entre 2 et 4,60 m, ce qui améliorerait considérablement la perception des parties les plus basses du tablier.

Les piles étaient des piles creuses, de section sensiblement rectangulaire. Elles étaient fondées sur quatre à six pieux de gros diamètre (Ø 1,8 ou 2,1 m).

Malgré ses nombreuses qualités, ce projet fut interrompu au stade du POA, à l'occasion de l'abandon du projet d'auto-route des Hauts de l'Ouest.

La reprise des études en 1998

Les premières solutions à deux tabliers parallèles

En 1998, la DDE de la Réunion et le Setra reprirent les études du viaduc de Saint-Paul, dans le cadre d'un projet devenu l'Itinéraire des Hauts de l'Ouest et en intégrant deux modifications importantes au cahier des charges général de l'ouvrage :

- d'une part, porter son profil en travers de 2 x 2 voies à 2 x 3 voies, en ramenant cependant les bandes dérasées de 2 à 1 m,
- d'autre part, modifier le profil en long de la route – et donc la longueur du pont – pour que la ravine Bernica ne soit plus masquée par l'ouvrage, comme c'était le cas dans le projet de 1990. Cette modification du profil en long était lourde de conséquences. En effet, l'ouvrage étant plus court, il ne réussissait plus, malgré sa forte pente, à rejoindre le sommet de la falaise, ce qui avait pour conséquences d'imposer à l'extrémité sud du viaduc un tunnel foré à l'explosif. L'importance du profil en travers imposant de réaliser un tunnel à deux tubes

distincts, avec un entraxe aux têtes très important, la DDE et le Setra orientèrent les nouvelles études du viaduc vers un ouvrage à deux tabliers indépendants, s'écartant fortement au niveau de l'entrée en falaise et réalisèrent une seconde étude préliminaire complète. Pour des raisons de délais, cette dernière fut malheureusement menée sans architecte.

Comme en 1990, les solutions envisagées étaient toutes des ponts à caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs. En effet, le profil en long, bien qu'abaissé, restait suffisamment haut pour imposer des grandes travées - au moins dans sa moitié sud - et écarter des méthodes de type "pose à la grue". Par ailleurs, le tracé en plan restait un tracé complexe en S incluant deux clothoïdes, ce qui rendait le lançage ou le poussage d'un tablier quasiment impossible.

Longitudinalement, l'étude portait essentiellement sur la recherche des distributions de portées idéales. Sur ce point, la principale difficulté consistait à conserver des appuis sensiblement alignés, malgré la différence de tracé en plan des deux tabliers au voisinage de l'entrée en tunnel.

Transversalement, toutes les solutions comportaient deux caissons en béton à deux âmes, de 14,20 et 14,70 m de largeur. Comme pour le projet de 1990, le Setra préconisait dans les grandes travées des tabliers de hauteur constante, car faire un ouvrage simple et discret nous semblait souhaitable dans ce site déjà très complexe (voir figure 4). Par contre, dans les travées basses, nous avons reconduit le principe d'une hauteur linéairement variable, principe qui caractérisait déjà le projet de 1990.

A ce stade des études, on s'orientait donc vers un ouvrage comportant deux tabliers indépendants en caisson BP à deux âmes, présentant les caractéristiques longitudinales suivantes :

ouvrage falaise : 36,7m + 40,80m + 51m + 61,2m + 71,3m + 80m + 90m + 87m + 68,50m + 71,50m + 59m soit $L_{tot} = 717$ m

ouvrage mer : 36m + 40m + 50m + 60m + 70m + 80m + 4 x 90m + 55m soit $L_{tot} = 751$ m

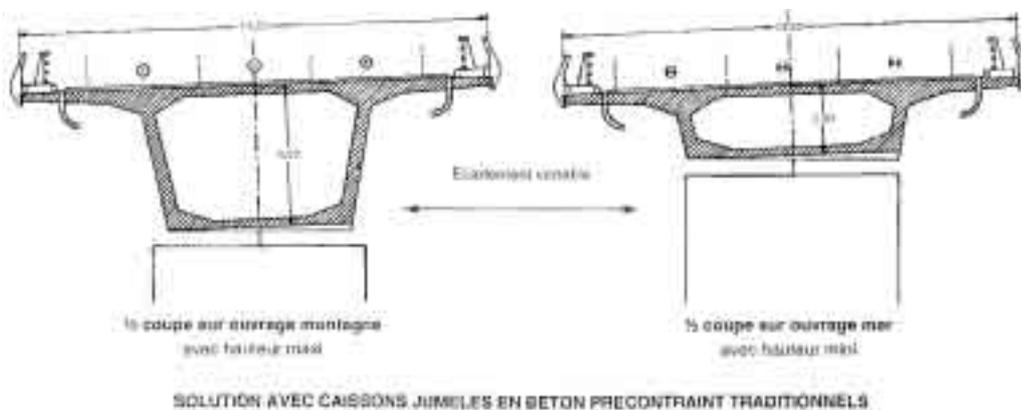


Figure n°4 : Coupe transversale présentée au terme de la seconde EPOA de fin 1998

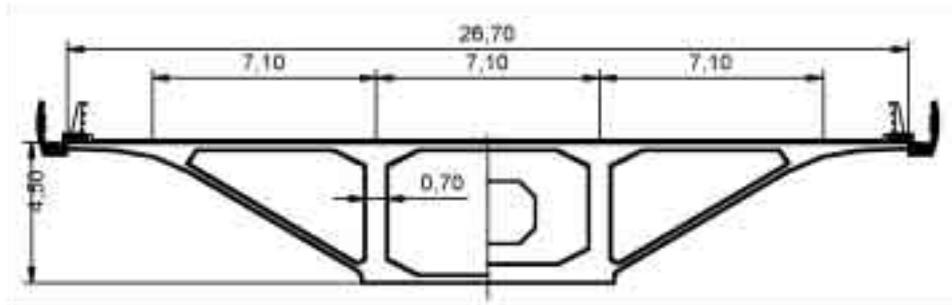


Figure n°5 : Coupe transversale de la solution monotaillier à voiles latéraux pleins

Le retour aux solutions monotaillier

Parallèlement à ces réflexions, la DDE de la Réunion avait lancé une procédure de marchés de définition parallèles en vue de désigner le groupement d'architectes et de paysagistes qui collaborerait aux études de l'itinéraire des Hauts de l'Ouest et, en particulier, à celles de ses ouvrages d'art.

L'analyse des études issues de ces marchés fut fort intéressante. Tout d'abord, elle confirma que l'ouvrage le mieux adapté à cette brèche très complexe était bien un ouvrage à tablier de hauteur constante, avec des portées augmentant progressivement, comme le préconisait le Setra. D'autre part, elle mit en évidence que plusieurs architectes considéraient comme envisageable - au moins esthétiquement - le remplacement du tunnel foré par une tranchée couverte remblayée, ce qui supposait pourtant une délicate reconstitution de la falaise au dessus de la tête de tunnel Nord.

Forts de ce dernier point de vue et compte tenu des avantages économiques et constructifs que présentait une tranchée couverte, même fortement remblayée, la DDE et le Setra obtinrent l'accord du maître d'ouvrage et de la DIREN de la Réunion pour remplacer le tunnel foré par une tranchée couverte. Une troisième étude préliminaire (!) fut alors engagée, avec cette fois l'appui du groupement lauréat des marchés de définition parallèles, en l'occurrence les architectes Frédéric Zirk et Pierre-Guillaume Dezeuze associés au paysagiste Bertrand Folléa.

Cette troisième étude préliminaire différait assez peu de la seconde quant à l'analyse longitudinale de l'ouvrage. On s'orientait donc toujours vers un viaduc en béton précontraint de 750 m de longueur construit par encorbellements succes-

sifs avec des travées augmentant progressivement. Sur le plan transversal, les choses étaient par contre très différentes. En effet, contrairement au tunnel foré à deux tubes très espacés, la tranchée couverte permettait de conserver les deux sens de circulation parallèles et à faible distance. Il devenait donc possible de projeter des viaducs à tablier unique de grande largeur, ce qui présentait deux avantages importants : le premier était de diviser le nombre de piles par deux ; le second était de pouvoir envisager des solutions de tablier beaucoup plus originales comme des caissons à nervures transversales ou des solutions à voiles latéraux très inclinés. Ces dernières nous semblaient particulièrement intéressantes car ces structures paraissent souvent plus minces qu'elles ne le sont, ce qui nous semblait être un atout important dans la partie basse du viaduc (voir figure n°5).

A ce moment, on s'orientait donc vers un ouvrage monotaillier de 750 m de longueur, décomposé en 11 travées de 26,4, 42, 52, 62, 72, 81, 4 x 90, et 54,1 m de portées (voir figure n°6), avec un tablier en caisson en béton de 4,50 m de hauteur, à deux âmes et deux voiles latéraux très inclinés.

L'arrivée des bracons

Nous en étions là lorsque la DDE proposa de présenter ces études à son architecte conseil et à l'Architecte des Bâtiments de France du département de la Réunion, qui émirent un avis plutôt défavorable sur cette solution. Ces derniers considéraient en effet que les travées progressives ne convenaient pas très bien au site et, par ailleurs, regrettaient un peu le caractère "tout béton" des solutions envisagées.

Afin de trouver une solution satisfaisant tous les intervenants

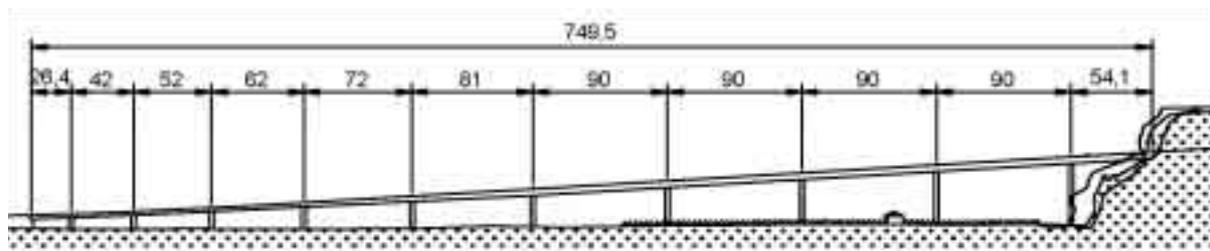


Figure n°6 : Coupe longitudinale de la solution monotaillier



Figure n°7 : Solution monotablier avec voiles latérales ajourées (niveau EPOA)

et partenaires du projet, le Directeur Départemental de la Réunion décida alors de constituer un atelier de travail comportant bien sûr l'équipe en charge du projet mais aussi les architectes déjà cités et des représentants de la DIREN et de la Direction Régionale des Affaires Culturelles (DRAC).

Cet atelier se réunit à plusieurs reprises et demanda à l'équipe projet de dessiner d'autres solutions qu'il serait trop long de présenter ici. In fine, l'atelier conclut au bien fondé des principales dispositions préconisées par la DDE et le Setra mais imposa deux évolutions significatives.

Tout d'abord, les travées qui augmentaient progressivement au fur et à mesure que s'élève le tablier ont été remplacées par deux séries de travées de 60 et 95 m. Ce distinguo vise à mieux mettre en valeur la zone historique de l'hôpital psychiatrique de Saint-Paul, implanté au pied des falaises,

sous la moitié sud du viaduc. C'est ce dernier qui donne l'impression que l'ouvrage est composé d'un viaduc d'accès (travées de 60 m) et d'un viaduc principal (travées de 95 m). Ensuite, un travail de recherche important a été mené par l'équipe en charge du projet sur les voiles latérales du caisson proposé. Les architectes F. Zirk et P.G. Dezeuze souhaitaient animer ces grands parements et proposaient d'y faire de grands évidements (voir figure 7). Le Setra proposait de son côté de faire des bracons en béton triangulés.

Finalement, il a été décidé d'opter pour des bracons métalliques formant une triangulation. Ces derniers ne se substituent cependant pas à l'intégralité des voiles latérales. En effet, nous souhaitons conserver au caisson un aspect très profilé et donner à la triangulation des proportions harmonieuses. Le caisson conserve donc à sa base deux voiles en



Figure n°8 : Solution à voiles latérales mixtes (niveau EPOA)

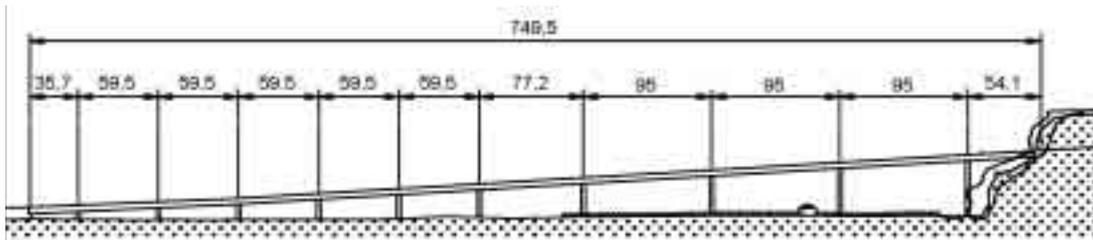


Figure n°8bis : Elévation de la solution retenue au terme de la 3^{ème} EPOA

béton pleins prolongeant les bracons et ramenant les efforts transmis par ces derniers vers les nœuds âmes-hourdis inférieur (voir figure 8).

Il est à noter que les évidements circulaires visibles à la base des piles sur la figure 8 étaient destinés à permettre le passage d'un cheminement piétonnier surélevé, aujourd'hui abandonné.

Pour finir, la troisième EPOA proposa de retenir pour la suite des études un viaduc monotablier de 750 m de longueur décomposé en travées de 35,7, 5 x 59,5, 77,2, 3 x 95 et 54,1 m (figure 8 bis). Son tablier était un caisson en béton précontraint de 26,70 m de large et 4,60 m de hauteur comprenant deux âmes verticales et deux voiles constitués d'une triangulation métallique prolongée par un voile en béton. Cette proposition fut acceptée à l'unanimité par les

membres de l'atelier de travail puis par l'Inspecteur Général spécialisé Ouvrages d'Art.

Les solutions de tranchée couverte

Afin d'avancer aussi vite que possible mais aussi de bien analyser l'interface viaduc-tranchée, le Setra proposa de réaliser, en même temps que celles du viaduc, les études préliminaires de la tranchée couverte. Trois familles de solutions furent envisagées (voir figure 9) : des solutions conventionnelles en cadre, très faiblement remblayées, qui présentaient l'intérêt d'offrir des espaces couverts utilisables pour des activités qui restaient à déterminer ; des solutions en cadre remblayé, en partie avec du pneusol ; des solutions en passage inférieur à double voûte, avec une importante couverture de terres. Cette troisième famille présentait de nombreux avantages

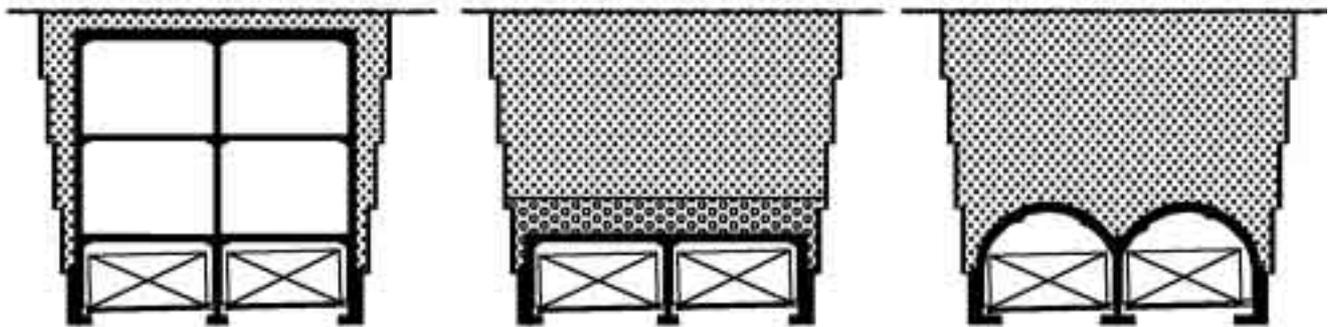


Figure n°9 : Solutions envisagées pour la tranchée couverte

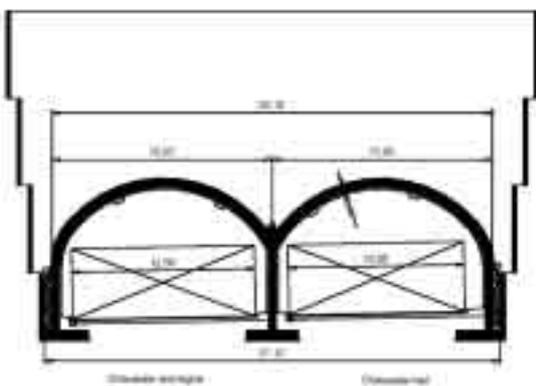


Figure n°10 : Coupe transversale de la solution de tranchée retenue (niveau EPOA)

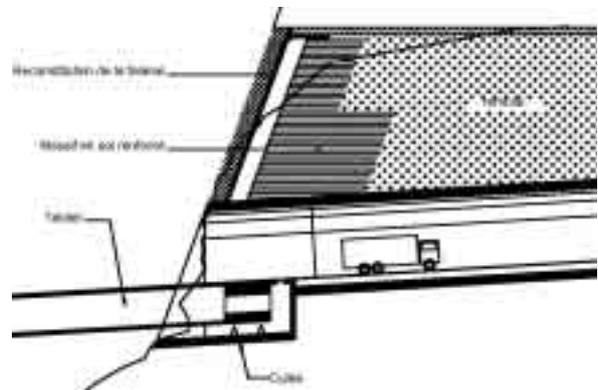


Figure n°11 : Détails de la tête de tranchée nord (niveau EPOA)

mais il fallait résoudre le problème du soutènement des terres au niveau de la tête de tranchée.

La solution finalement retenue, actuellement étudiée aux niveaux DCE par la DOA du CETE Méditerranée, est un passage inférieur à double voûte, de 31 m de largeur totale et de 150 m de longueur. L'ouvrage comporte trois piédroits de 50 cm d'épaisseur chacun, fondés superficiellement, et deux voûtes de 50 cm d'épaisseur et de 8 m de rayon intérieur (voir figure 10). Au droit de la tête Nord, le remblai est constitué par un massif en sol renforcé par des géotextiles (voir figure 11), masqué par un grand voile en béton armé habillé selon une technique qui reste encore à définir (blocs de pierres, dalles de basalte, etc...).

Le projet de 2002

Les données fonctionnelles

Le profil en long de l'ouvrage est constitué, sur les cent cinquante mètres les plus bas, par une parabole de 5 000 m de rayon, puis par une pente à 6%.

Son tracé en plan est constitué d'un premier cercle de 550 m de rayon à concavité dirigée vers la mer, d'une première clothoïde de paramètre $A=270,46$, d'une seconde clothoïde de paramètre $A'=305,12$ et, enfin, d'un second cercle de 700 m de rayon à concavité dirigée vers la falaise. Compte tenu de ce tracé, le dévers du tablier varie de - 3,80% à + 2,5%.

Son profil en travers comporte deux chaussées monodirectionnelles séparées par une DBA. Chacune d'elle comporte trois voies de 3,50 m, une bande dérasée de droite de 1 m et une bande dérasée de gauche. La largeur de cette dernière est

de 0,50 m sur la chaussée montante et de 1 m sur la chaussée descendante.

L'ouvrage

Tel qu'il apparaît dans le dossier de projet (POA) achevé fin 2002, l'ouvrage présente une longueur totale de 756 m se décomposant en une travée de rive nord de 34,50 m, six travées de 60 m, une travée de transition de 78 m, trois travées de 96 m et une travée de rive sud de 55,5 m (voir figure 12). Ainsi conçu, l'ouvrage peut être construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés en place de 3 m (voussoirs courants et de clavage) ou de 9 m (voussoirs sur pile), ce qui autorise un pas des bracons constant et égal à 3 m. Contrairement à ce qui avait été imaginé dans les premières études préliminaires, il n'est pas prévu de construire l'extrémité sud du tablier du viaduc depuis une travée contrepoids. En effet, les portées choisies, le profil exact de la falaise et sa géologie permettent une construction classique - donc sur étaielement - de cette extrémité.

Le tablier

Le tablier est un caisson en béton précontraint, de 26,70 m de largeur. Sa hauteur est constante et égale à 4,55 m. Ses deux âmes présentent une épaisseur unitaire de 60 cm dans les petits fléaux et de 80 à 94 cm dans les grands fléaux. Son hourdis supérieur, qui présente une épaisseur de 25 cm hors goussets, est précontraint transversalement par des câbles de type 4T15S. Son hourdis inférieur présente une épaisseur constante de 25 cm (voir figure 13).

Les voiles latéraux sont composés, d'une part, de bracons métalliques de section 300 mm x 150 mm x 10 mm,

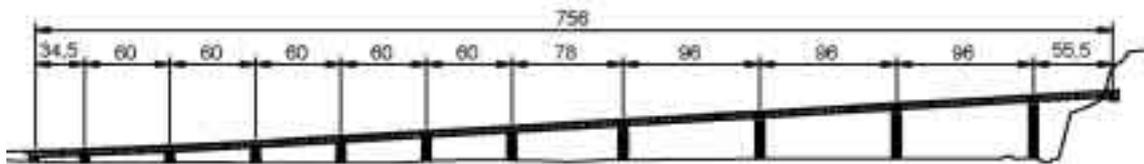


Figure n°12 : Elévation de la solution étudiée au niveau POA

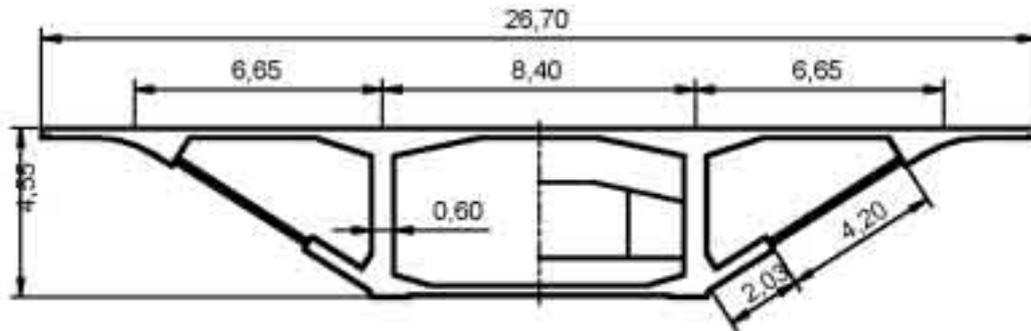
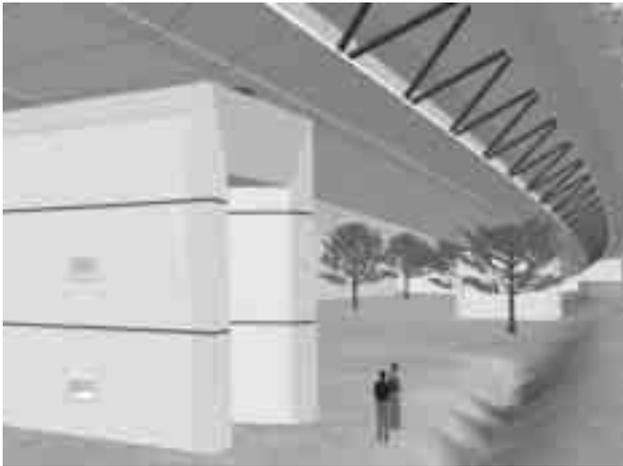


Figure n°13 : Coupes transversales du tablier étudié au niveau POA



Figures n°14 et 15 : Images de synthèse montrant les bracons (niveau POA)



Figures n°16 et 17 : Images de synthèse montrant les appuis et la tête de tranchée Nord



constituant une triangulation, et d'autre part, d'un voile de béton de 40 cm d'épaisseur situé dans le plan de la triangulation. Comme cela a été expliqué dans ce qui précède, cette conception originale, encore jamais mise en œuvre en France sur un ouvrage en béton, vise à satisfaire deux objectifs esthétiques : conserver un profil transversal visuellement aussi profilé que possible ; optimiser la taille des triangles que dessinent les bracons métalliques, de manière à ce que ces triangles soient presque équilatéraux.

Le tablier est construit en place par encorbellements successifs, les clavages étant effectués à l'avancement de C0 vers C11. Il est précontraint par des câbles de fléaux de type 27T15S, des câbles éclisses 19T15S et des câbles extérieurs 37T15S. Le tablier étant de hauteur constante sur toute sa

longueur, le nombre des câbles varie très fortement d'un bout à l'autre de l'ouvrage.

Les appuis

Afin, d'une part, de limiter le nombre d'appareils d'appui et, d'autre part, de simplifier les opérations de stabilisation des fléaux, les fléaux de 96 m sont encastrés dans les piles. Cet encastrement sera toutefois quasiment invisible de l'extérieur.

Toutes les piles sont constituées de deux voiles parallèles et pleins présentant des parements plans à l'extérieur et courbes à l'intérieur, reliés en tête par un chevêtre. Des évidements rectangulaires bordés disposés tous les 3 à 4 m rythment les parements perpendiculaires à la chaussée (voir figures n°16 et 17).



La culée C0 est une grande culée avec mur de front et chambre de tirage permettant de remplacer si nécessaire la précontrainte extérieure. Elle est prolongée côté nord par des massifs en sols renforcés par des géotextiles, de 200 m de longueur environ. Conformément aux souhaits de F. Zirk et P.G. Dezeuse, culée et murs sont habillés par des maçonneries de basalte, typiques de la Réunion.

Les fondations des piles et de la culée C0 sont constituées de grandes barrettes forées à la bentonite, de nombre et de dimensions en plan variables selon les appuis. Compte tenu de la médiocrité des terrains de surface, elles sont fondées soit dans le basalte, soit dans les blocs basaltiques, ce qui leur impose une profondeur pouvant atteindre 28 m. Le niveau des eaux souterraines étant très proche du terrain naturel dans la partie nord de l'ouvrage, le projet prévoit d'exécuter les semelles de C0 à P6 à l'abri de batardeaux de palplanches. La culée C11 est une culée plus modeste, fondée superficiellement. "Posée" dans la tête de tranchée nord, elle se limite à un chevêtre et à un mur garde grève coulé à même le rocher.

Les équipements

Les équipements du tablier de l'ouvrage sont relativement classiques. Les dispositifs de retenue sont constitués, au centre, par une DBA et, sur les côtés, par des barrières BN4-16 tonnes. La collecte des eaux pluviales s'effectue au pied du séparateur central grâce à des gargouilles alimentant une grosse canalisation en fonte placée dans le caisson, et, sur les cotés du tablier, grâce à d'importantes corniches caniveaux. Conçues en béton armé, celles-ci comportent, tous les 5 m environ, des nervures qui permettent l'ancrage des écrans antibruit nécessaires en partie basse de l'ouvrage.

Le dossier de consultation des entreprises

A la date de publication de ce numéro du bulletin Ouvrages d'art, le DCE commun viaduc/tranchée devrait être presque achevé, les travaux devant démarrer en 2004.

Les auteurs souhaitent associer quelques personnes ayant activement contribué à ce long projet et notamment M. Virlogeux et E. Bouchon, à la tête de la DGO du Setra, E. Conti et M. Kaban, à la tête du Service Grands Travaux de la DDE, V. Le Mestre qui a précédé H. Oudin-Hograindleur à la tête de la cellule Route des Tamarins, et enfin, F. Pero, R. Tardy, S. Chevrot, C. Maurel, E. Chasco et G. Homann qui ont contribué, au Setra, aux études menées depuis 1990.

Etude de la portance des ouvrages de l'autoroute Toulouse – Bordeaux sous les passages des convois retour d'Airbus

RENÉ PAILLARD
GUILLAUME DANAN

En général, les convois exceptionnels ne sont pas autorisés à circuler sur les autoroutes. Aussi quand Airbus a demandé l'accord des autoroutes du sud de la France (ASF) pour emprunter l'autoroute A62 de Toulouse à Langon, de nuit, avec les convois de retour à vide pesant cependant 120 tonnes, de longues discussions se sont engagées pour définir les conditions techniques et administratives d'une dérogation qui fera l'objet d'un arrêté préfectoral et d'une décision ministérielle.

Les convois en question sont constitués des remorques et porte-outils des pièces de l'Airbus A380 qui empruntent à l'aller l'itinéraire à grand gabarit jusqu'à l'usine de Blagnac. Ces convois devaient remplir de nombreuses conditions.

La première condition à lever était de respecter le gabarit routier en hauteur (4.70 m) et largeur (3.00 m) permettant ainsi une insertion plus facile dans le flot de la circulation. La seconde et non la moindre était de vérifier que les ouvrages d'art pouvaient supporter une telle charge, ou de connaître la charge limite en fonction de la configuration du convoi. L'étude menée par Scetauroute a permis de bien appréhender les différents risques et d'affiner les différentes configurations possibles pour le transit du convoi. En fonction de la configuration finale qui sera adoptée par Airbus, des fiches réflexes devront être mise en place pour un bon respect des consignes dans chaque configuration d'exploitation, et ce dans le but principal d'une bonne conservation du patrimoine.

G. CALAS,
ASF - Directeur régional d'exploitation d'AGEN

J.F. NOLOT,
ASF - Chef du service technique génie civil

Un exemple original d'application de ST1

Dans le cadre du projet Européen A380 d'Airbus, il est envisagé que le retour des convois exceptionnels passe par l'Autoroute A62 Toulouse - Bordeaux. Pour répondre à cette demande d'Airbus, la Direction Régionale d'Exploitation (DRE) d'AGEN de la Société Autoroutes du Sud de la France (ASF) a lancé une consultation pour l'étude de portance des ouvrages d'art concernés.

Cette mission a été confiée au bureau d'études Ouvrages d'Art de Scetauroute Bordeaux.

Les 85 ouvrages se décomposent, selon les structures de tablier, en 1 pont caisson, 3 ponts à poutrelles enrobées (PPE), 4 ponts à poutres précontraintes (VIPP), 17 ponts en

dalle précontrainte (PIDP), 8 passages inférieurs en portique ouvert (PIPO) et 52 passages inférieurs en cadres fermés (PICF).

Principe de la vérification

Le principe de la vérification consiste à comparer les sollicitations développées dans l'ouvrage par les convois AIRBUS (seuls ou mêlés à une circulation routière), aux sollicitations développées par les charges réglementaires en vigueur à l'époque de la construction de l'ouvrage.

La notation suivante est adoptée :

S_0 : les sollicitations développées par les charges routières de

type A, de type B et les charges militaires en tenant compte des coefficients pondérateurs des règlements de charge et de calcul en vigueur lors de la conception de l'ouvrage.

S1 : les sollicitations développées par les charges des convois pondérées par le coefficient 1,10 des convois exceptionnels et d'un coefficient de majoration dynamique δ (les convois circulant à 90 km/h) et des camions Bc concomitants, frappés d'un coefficient δ' de majoration dynamique⁽¹⁾.

Cs : le coefficient de sécurité de la vérification des passages des convois égal au rapport S_0 sur S_1 .

Si $Cs \geq 1$, le passage du convoi sur l'ouvrage mêlé à la circulation normale ne provoque pas de charge supérieure à la capacité portante de l'ouvrage. Aucune restriction particulière de circulation n'est donc nécessaire.

Si $Cs < 1$, la capacité portante de l'ouvrage ne permet pas le passage du convoi mêlé à la circulation. La charge transportée par le convoi doit être réduite en conséquence ou la position du convoi doit être adaptée sur l'ouvrage.

Le principe de la vérification se limite à la comparaison des sollicitations de flexion longitudinale et non pas à celles des contraintes. Ce choix qui peut sembler restrictif permet d'apporter une comparaison des effets sans toutefois trop pénaliser la vérification. En effet, le calcul des contraintes exigerait la connaissance précise du ferrailage ou de la précontrainte, nécessitant l'exploitation des documents d'exécution, plus ou moins fiables, voire inexistantes.

La méthodologie présentée dans le présent article a été utilisée pour l'ensemble des ouvrages, à l'exception du pont en caisson en béton précontraint qui a fait l'objet d'un traitement particulier.

Règlements de calculs

La plupart des ouvrages étudiés ont été construits vers la fin des années 1970. Quelques uns sont plus récents (élargissement, doublement...).

Pour les ouvrages en béton armé, les actions développées par les charges civiles seront pondérées par 1,20, ce qui revient implicitement aux combinaisons rares de l'état limite de service du BAEL 83 et aux combinaisons dites du 1^{er} genre du CCBA 68.

Pour les ouvrages en béton précontraint, les sollicitations dues aux charges routières des ouvrages conçus avant le BPEL 83 étaient pondérées par 1,10 (Systèmes A et B). A partir du BPEL 83, les charges routières sont pondérées par le coefficient 1,20.

Présentation des convois

Les convois retour d'Airbus se composent de deux convois types appelés convoi 1 et convoi 2.

Les convois mesurent 3 mètres de large et peuvent rouler à 90 km/h.

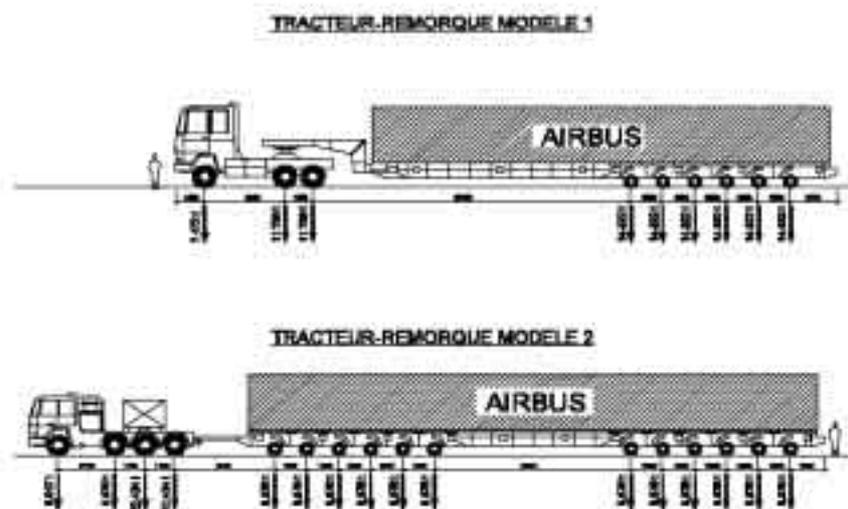
Pour ces convois retour, les charges transportées sur les remorques concernent les bâtis supports qui servent à arrimer le fuselage et les ailes lors des parcours aller.

Le convoi 1 d'une longueur totale de 32 mètres, se compose d'un tracteur à trois essieux et d'une remorque à six essieux. Le poids du convoi 1 est de 53 tonnes à vide et de 120 tonnes en pleine charge retour.

Le convoi 2 d'une longueur totale de 38,60 mètres, se compose d'un tracteur à quatre essieux et d'une remorque à douze essieux. Le poids du convoi 2 est de 71 tonnes à vide et de 120 tonnes en pleine charge retour.

Remarque : Le calcul "à vide" permettrait de connaître les sollicitations minimales encaissées par les ouvrages.

⁽¹⁾ La méthode est inspirée du document « Etude des conditions de circulation de l'engin de franchissement de l'avant sur les routes et les ponts routiers »



Condition de circulation

Trois configurations d'exploitation de l'autoroute sont prises en compte pour la circulation des convois :

Cas 1 : Circulation normale dans le sens Toulouse - Bordeaux : le convoi circule sur la voie lente et peut se faire doubler par des véhicules sur la ou les voies rapides.

Cas 2 : Circulation dans le sens Toulouse - Bordeaux avec restriction de la voie lente : le convoi circule seul sur la voie rapide.

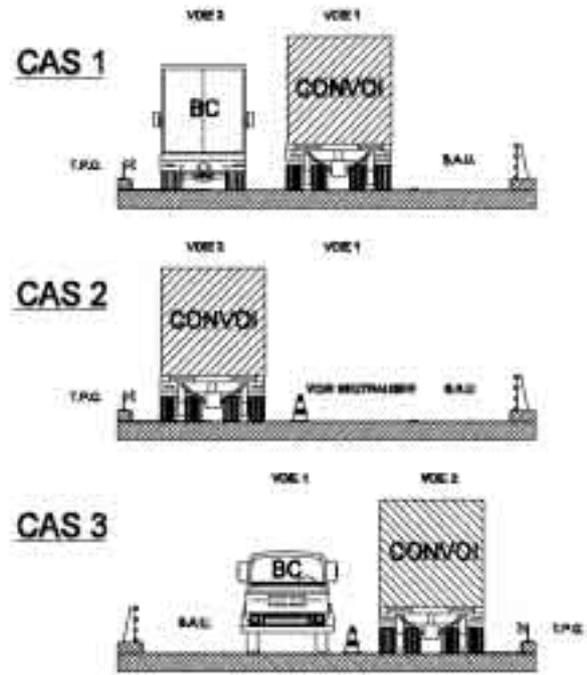
Cas 3 : Basculement de la circulation dans les voies Bordeaux - Toulouse : le convoi roule sur la voie rapide en sens inverse et les autres véhicules circulent sur la voie lente.

Pour certains ouvrages à trois voies, les deux voies adjacentes à celle du convoi AIRBUS sont chargées par Bc.

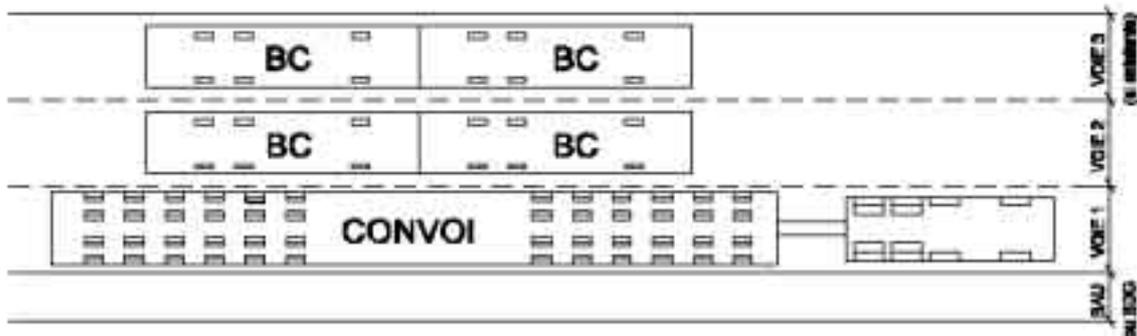
Hypothèse de calcul

Pour le calcul des charges réglementaires, le nombre de voies est celui calculé conformément au Fascicule 61 Titre II. Par contre pour le calcul sous surcharge du convoi, le nombre de voie correspond au nombre réel de voie matérialisée sur la chaussée par les bandes blanches.

Les convois circulent sans restriction de la circulation. Ils



Position des convois sur ouvrage



Vue en plan

sont supposés charger l'ouvrage avec les charges des camions Bc concomitantes sur les voies adjacentes.

En cas de plusieurs convois simultanés, ces derniers seront éloignés entre eux de telle sorte que chaque ouvrage ne puisse être emprunté que par un seul convoi à la fois.

Les convois sont réputés circuler de façon centrée sur la voie qui leur est affectée. Pour tenir compte d'un défaut de centrage, les calculs de vérifications ont toutefois été menés en considérant que le bord de la " carrosserie " du convoi pourrait se trouver en limite de voie (mais n'empiéterait pas au-delà).

Les véhicules ne devront en aucun cas circuler ou stationner sur la Bande d'Arrêt d'Urgence (ou empiéter sur la bande dérasée de gauche en cas de circulation à contre sens).

Les convois circulent à vitesse normale (90 Km/h). Pour les vérifications, il est donc pris en compte le coefficient régle-

mentaire de majoration dynamique des charges (Convoi et charges civiles concomitantes).

Méthodologie des vérifications

Principe de la vérification

Le principe de la vérification est de comparer les sollicitations développées dans l'ouvrage par les convois (seuls ou mêlés à la circulation routière) aux sollicitations développées par les charges routières en vigueur à l'époque de la construction de l'ouvrage.

Ce principe conduit à quatre tâches successives qui sont :

- Extraire les données caractéristiques des ouvrages des plans et des notes de calculs de l'époque ;

- Récupérer si possible ou calculer les efforts extrêmes sous charges routières S_0 ;
- Calculer les efforts extrêmes sous charges des convois et des charges Bc concomitantes S_1 ;
- Comparer les résultats (Cs) et conclure.

Choix de la méthode

Trois méthodes de travail se présentaient pour résoudre cette vérification :

- Calculer l'ensemble des ouvrages avec les programmes de ponts type Setra ;
- Calculer manuellement les charges des convois et comparer avec les notes de calculs de l'époque ;
- Calculer l'ensemble des ouvrages à l'aide du programme ST1 les charges routières et les charges des convois.

Après réflexion, le choix se porta sur la troisième solution pour des raisons d'automatisation de la méthode compte tenu du nombre important d'ouvrages et de cas de charges à traiter. Avec cette dernière solution, le seul problème spécifique à résoudre concernait les calculs des coefficients K de répartition transversale suivant la méthode de Guyon Massonnet.

Description de la méthode

La vérification est réalisée par type d'ouvrage. Un module de calcul a été réalisé pour chaque type d'ouvrage.

Pour chacun des types d'ouvrage, les calculs de flexion longitudinale (moment et tranchant) du tablier ou des traverses ont été faits à l'aide du programme ST1, qui grâce à ses possibilités de pseudoprogrammation est bien adapté au calcul itératif des phases de calculs (ouvrages, charges, positions transversales et sections de calculs) mais aussi au calcul de programmation pure (coefficient K de répartition transversale suivant la méthode de Guyon Massonnet pour les différents cas de charges).

Afin d'alléger le fichier de calcul ST1, les données d'une série d'ouvrage de même type ainsi que le développement spécifique des coefficients K de répartition transversale ont été créés dans des fichiers séparés et indépendants. Ces deux fichiers sont interprétés par le programme ST1 en insérant dans le fichier de base la commande " lire fichier ".

Fichier de calcul ST1

La pseudoprogrammation du logiciel ST1 permet de définir les itérations suivantes afin de traiter chaque série d'ouvrages automatiquement :

- Itération sur le nombre des ouvrages étudiés ;
- Itérations sur le nombre des charges routières ;
- Itération sur le nombre des positions transversales des charges;
- Itération sur le nombre des sections de calculs (par poutres (VIPP) ou par travées (PIDP)).

Pour ces types d'ouvrage, le tablier est assimilé à une poutre

linéaire. Pour cette comparaison, les efforts étudiés sont les moments fléchissants et les efforts tranchants longitudinaux développés dans le tablier.

La combinaison retenue est la combinaison rare à l'Etat Limite de Service qui conduit à une comparaison stricte des cas de charges suivant les époques de calculs et les références aux notes de calculs.

La recherche de la section critique est réalisée automatiquement par le logiciel ST1 qui détermine les efforts maximaux dans la barre considérée.

Le moment (ou le tranchant) de base calculé par le logiciel ST1 est ensuite multiplié par les différents coefficients de pondération réglementaires récapitulés ci-après :

- Les coefficients a_1 , a_2 , bc et bt sont déterminés conformément au Fascicule 61 Titre II en fonction du nombre de voie et de la classe de l'ouvrage (classe 1 dans notre cas).
- Les coefficients dynamiques δ sont calculés conformément au Fascicule 61 Titre II en fonction du poids du tablier et des surcharges maximales.
- Le coefficient de biais K_ϕ , utilisé uniquement pour les PSIDP, est déterminé selon la méthode du dossier PSIDP69 du Setra.
- La répartition transversale des efforts est prise en compte à travers le coefficient de Guyon Massonnet calculé conformément aux annales de l'ITBTP.
- Enfin, le coefficient de pondération γ utilisé correspond à celui du règlement en vigueur à l'époque de construction de l'ouvrage. Pour les convois, la pondération de 1,1 correspond à un convoi de 1^{er} et 2^{ème} catégorie selon le document " Transports exceptionnels – Définition des convois types et règles pour la vérification des ouvrages d'art, annexé à la circulaire R/EG 3 du 20 juillet 1983 " du Setra.

Coefficients de pondération	Surcharges					
	A(l)	Bc	Bt	Me	Mc	Cv
Nb voies	n	n	2,00	1,00	1,00	
a1, a2, bc, bt	a1*a2	bc	bt			
δ		δ_{bc}	δ_{bt}	δ_{Me}	δ_{Mc}	δ_{cv}
Biais	K_ϕ si PIDP					
K Guyon	K_{Al}	K_{Bc}	K_{Bt}	K_{Me}	K_{Mc}	K_{cv}
γ	1,2 *	1,2 *	1,2 *	1,00	1,00	1,10

* Coefficient γ de 1,1 pour les ouvrages en béton précontraint construit avant 1983.

Fichier de données

Le programme ST1 traite en une seule fois une série d'ouvrages de même type. La liste des données une fois collectée est formalisée dans un tableau Excel. Les lignes représentent chaque ouvrage à étudier et les colonnes définissent les données nécessaires au calcul de l'ouvrage. Cette méthode de travail

facilite la saisie et améliore ainsi le contrôle des données. Une macro commandée développée spécifiquement dans Excel formate ces lignes en une seule et même colonne interprétable par le programme ST1. Chaque ligne ainsi créée définit une donnée caractéristique de l'ouvrage servant au calcul de ST1. Pour plus de convivialité, les différents paramètres à saisir dans les bordereaux de données sont similaires à ceux des programmes de ponts Types Setra.

Synthèse des résultats

L'utilisation des résultats de cette étude est conditionnée par le contrôle du bon état des ouvrages, mission qui sort du cadre de celle confiée à Scetauroute.

Tous les ouvrages de type PICE, PIPO, PPE et l'ouvrage en caisson en béton précontraint (cet ouvrage a été vérifié par une autre méthode) admettent le passage des convois 1 et 2 à pleine charge sous circulation dans le sens normal et à contre sens.

Pour les ouvrages de type PIDP, ceux qui présentent 3 voies de

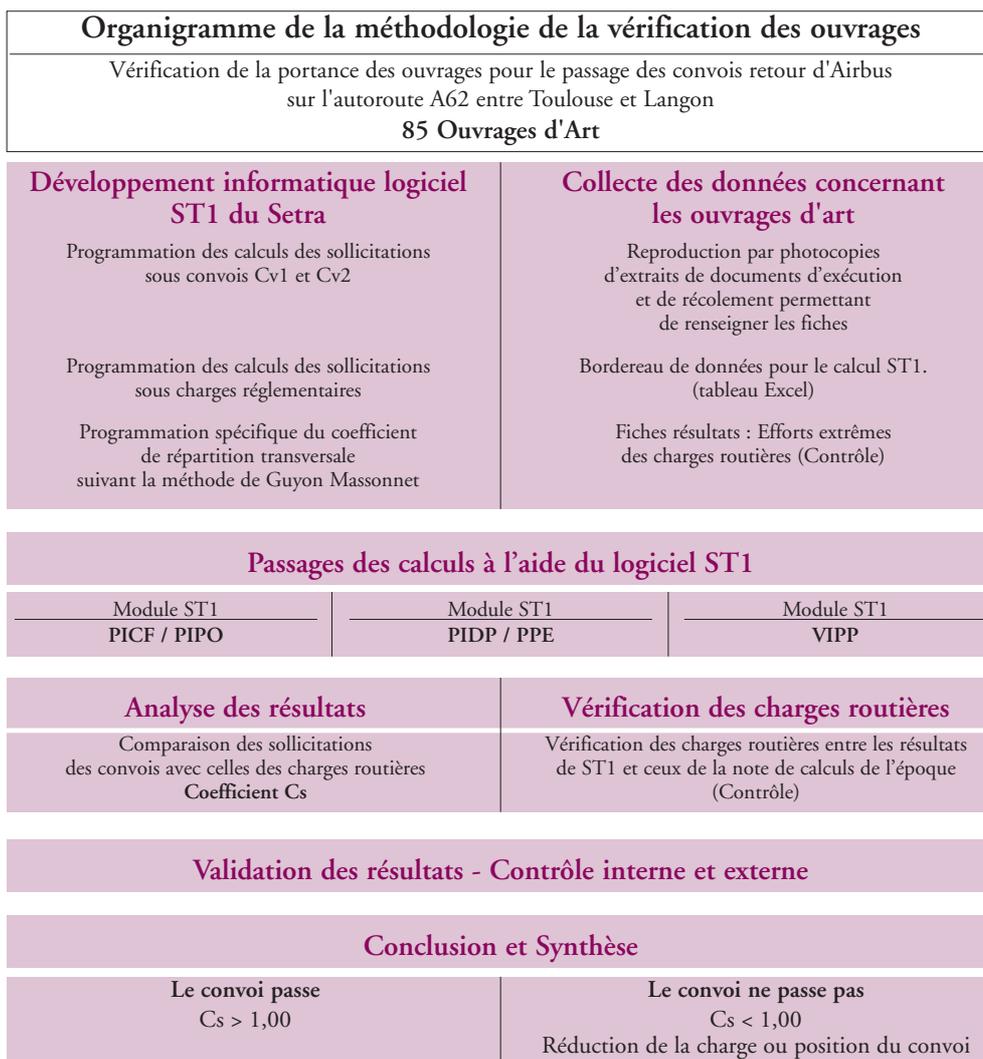
circulation avec une circulation basculée (cas 3) proche du bord du tablier conduisent à réduire les charges transportées de près de 45 % pour le convoi 1 et de 10 % pour le convoi 2.

Les quatre VIPP recensés sur l'autoroute qui sont assez ressemblants géométriquement conduisent à réduire les charges transportées de près de 30 % pour le convoi 1 sous circulation dans le sens normal et à contre sens. Le convoi 2 peut circuler sur les VIPP sans aucune restriction de circulation.

Conclusion

Le choix d'utiliser les possibilités de programmation de ST1 pour évaluer l'effet des charges de convois et les comparer à l'effet des charges de dimensionnement, a été jugé intéressant malgré l'investissement initial important.

Il a permis en outre de faciliter l'étude des variantes de convois. L'outil mis au point pourra en outre être utilisé dans le cadre d'études similaires ou pour des études d'exécution d'ouvrages d'art courants.



Viaduc de la Colagne

Vent et stabilité de fléau

L'article ci-dessous présente les études qui ont été menées pour justifier la stabilité au vent d'un fléau haubané, dont certains haubans sont susceptibles de se détendre sous l'effet dynamique du vent. Les méthodes de calcul développées sont appliquées au projet du viaduc de la Colagne, situé sur la RN 88, dans le département de la Lozère.

DANIEL LE FAUCHEUR
PATRICE SCHMITT

1. Présentation de l'ouvrage

Le viaduc de la Colagne est un ouvrage en béton précontraint, construit par encorbellements successifs. D'une longueur totale de 663 m, il présente 5 travées.

Les deux fléaux principaux mesurent 190 m de long. Le tablier est un caisson à âmes inclinées de 19,5 m de large. Sa hauteur varie entre 5,00 m à la clé et 11,00 m sur appui.

Les piles P2 et P3, qui supportent les grands fléaux, ont une hauteur importante : 108,5 m pour P2 et 92,4 m pour P3.

Du fait de la grande hauteur des piles et de la dimension des fléaux, cet ouvrage se révèle particulièrement sensible aux actions du vent, principalement en cours de construction.

Pour assurer la stabilité des fléaux, il est nécessaire de les haubaner provisoirement. Le fond de la vallée que surplombe la travée P2 - P3 n'étant pas accessible, le système de haubanage retenu est le suivant (on s'intéressera désormais au système de haubanage de P2, celui de P3 s'en déduisant par symétrie) :

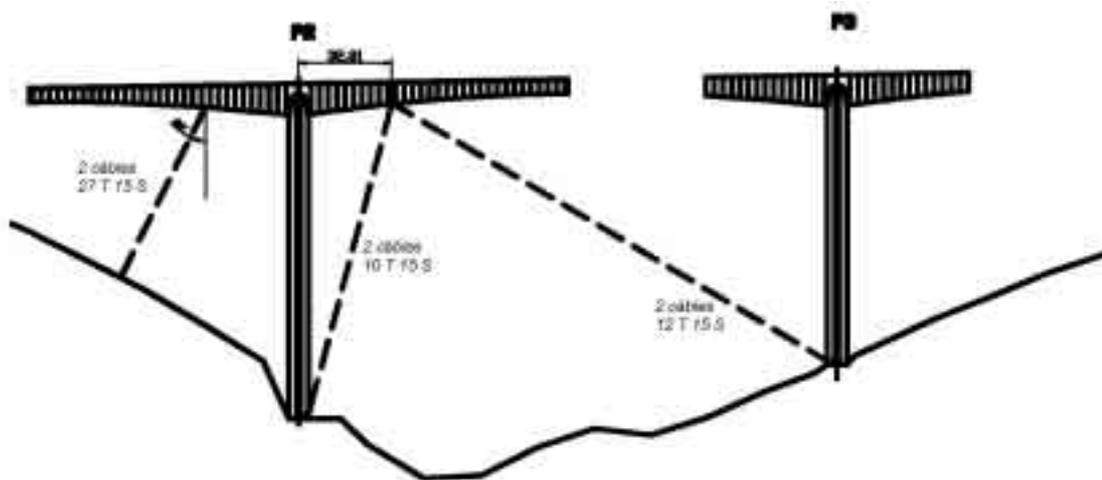
- du côté de la grande travée, deux paires de haubans sont installées : l'une, constituée de 10T15 S est ancrée à la base de la pile P2. L'autre, constituée de 12T15 S est ancrée dans la fondation de P3.

- du côté de P1, une unique paire de haubans 27T15 S est mise en œuvre. La position de son ancrage dans le versant et la tension appliquée sont déterminées de manière à ce que le système global de haubanage n'induisse ni effort horizontal, ni moment de flexion dans l'appui. La section importante choisie pour ces câbles est justifiée a posteriori par la grandeur des efforts auxquels ils peuvent être soumis.

- sur le tablier, les haubans sont ancrés dans le 10^{ème} voussoir, c'est à dire approximativement au tiers du fléau.

Les raccourcissements appliqués aux haubans sont tels qu'en fin de construction du fléau, les tensions résiduelles soient :

- 12T15 S : 1,004 MN (soit 0,3 F_{rg})
- 10T15 S : 0,837 MN (soit 0,3 F_{rg})
- 27T15 S : 1,470 MN (soit 0,195 F_{rg})



2. Base des études de vent

Les caractéristiques du vent ont été mesurées sur le site de l'ouvrage pendant environ 6 mois. Les relevés ont permis par comparaison avec les archives des stations météorologiques les plus proches, de construire un modèle statistique du vent et d'en déduire les caractéristiques des phénomènes extrêmes, selon leur période de retour. Cette étude a montré que les vents probables sur le site ont des vitesses nominales qui restent raisonnables, mais qu'ils sont particulièrement turbulents, en raison du relief accidenté.

Le vent décennal, pris en compte pour les calculs de stabilité de fléau, a les caractéristiques suivantes, (où u et v représentent les directions respectivement transversale et longitudinale par rapport à l'ouvrage et w la direction verticale)

Vitesse moyenne	Ecart-types de la turbulence		
$V_m = 25,3 \text{ ms}^{-1}$	$\sigma_u = 10,4 \text{ ms}^{-1}$	$\sigma_v = 8,3 \text{ ms}^{-1}$	$\sigma_w = 3,8 \text{ ms}^{-1}$

Par ailleurs, les coefficients aérodynamiques du tablier et de la pile ont été mesurés en soufflerie.

3. Application de la méthode spectrale

Un calcul, mettant en œuvre la méthode spectrale a été réalisé à l'aide du logiciel PCP. La structure modélisée correspond à la phase la plus critique du chantier, c'est à dire à la fin de la construction du fléau.

Le calcul a été mené sur la base des 10 premiers modes propres de la structure haubanée et a permis de déterminer, pour le vent décennal, l'action V_m du vent moyen et la réponse quadratique R à sa composante turbulente. La combinaison d'efforts alors étudiée est (ELU) :

, où g , le facteur de pointe, variable aléatoire représentant le rapport entre la variation maximale de la réponse et son écart-type, a été pris égal à 3,5.

Ce calcul montre que lorsque la structure oscille dans son plan sous l'action du vent, l'amplitude du mouvement est suffisante pour que les haubans 27T15 S se détendent sur une partie du cycle d'oscillation. Ceci pose problème pour plusieurs raisons :

- sur le chantier, des systèmes spéciaux d'ancrage doivent être mis en œuvre pour empêcher le glissement des clavettes ;
- les hypothèses de la méthode spectrale ne sont pas respectées. En effet cette méthode suppose la linéarité du comportement de la structure. En particulier, les haubans sont modélisés comme des barres biarticulées et leur détension se traduit par une compression dans le modèle de calcul. Ceci n'est pas physique et est plus favorable que la réalité.

La méthode spectrale sous-estime l'amplitude du mouvement de la structure et donc les efforts résultants, dans une proportion qu'il nous faut déterminer.

4. Prise en compte des effets de la détension première méthode

Le principal effet de la détension est de réduire " en moyenne sur un cycle ", la rigidité des haubans 27T15 S, qui sont soumis à détension. De plus, dès lors que les haubans sont détendus, il y a perte de symétrie du système : dans un mouvement d'oscillation, l'amplitude du déplacement du côté de P1 sera plus importante que du côté de la travée principale. Une première méthode, relativement simple, consiste alors à corriger artificiellement dans le modèle, à la fois la rigidité des haubans 27T15 S et leur longueur à vide, pour introduire la dissymétrie, selon l'algorithme suivant (rigidité sécante) :

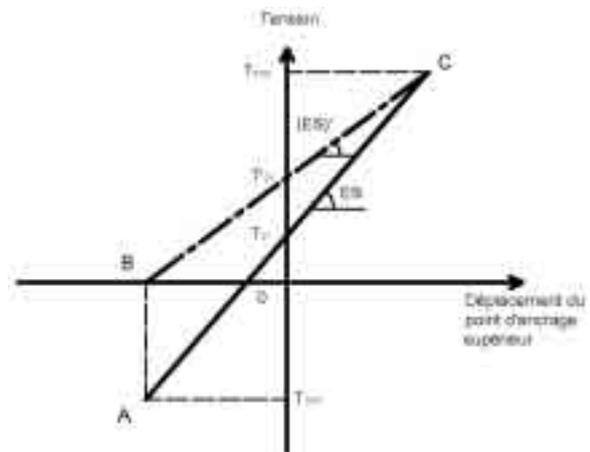
Avec leur rigidité et leur tension initiale réelles, les haubans 27T15 S décrivent le segment [AC], dont la pente est (ES) et l'ordonnée à l'origine T_{27} .

On propose de les faire évoluer selon le segment [BC], dont la pente est (ES)' et l'ordonnée à l'origine T'_{27} .

Dans le modèle de calcul :

- la raideur est modifiée en agissant sur le module d'Young des haubans :

- l'ordonnée à l'origine est corrigée en appliquant un raccourcissement supplémentaire Δl_{27} aux haubans :



L'analyse spectrale est reconduite sur le système modifié et fournit de nouvelles valeurs de T_{\min} et T_{\max} . La démarche peut être itérée, jusqu'à convergence, c'est à dire disparition complète de la détension.

Le passage de la $i^{\text{ème}}$ itération à la $(i+1)^{\text{ème}}$ se fait de la manière suivante :

$$(ES)^{i+1} = \frac{T_{max}^i}{T_{max}^i - T_{min}^i} (ES)^i$$

$$\text{et } \Delta T_{max}^{i+1} = -T_{min}^i (T_{max}^i - T_{min}^i) \left(\frac{1}{(ES)^i} - \frac{1}{(ES)^{i+1}} \right)$$

5. Prise en compte des effets de la détension seconde méthode

5.1. Principe de la méthode

Le système réel, dans lequel les haubans subissent des détensions temporaires, est non linéaire. Il peut être modélisé alternativement par deux systèmes linéaires distincts :

- le premier, S_0 , est le système complet pris en compte jusqu'ici.
- le second, S_1 , se déduit du système précédent en supprimant les haubans courts 27T15 S.

Système S_0



Système S_1

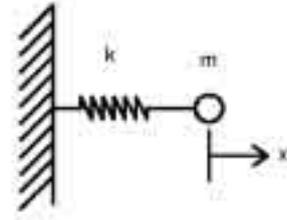


Il apparaît que les deux systèmes ont des modes propres extrêmement similaires (les périodes propres ne diffèrent pas de plus de 0,1% et les déformées modales sont parfaitement superposables), à l'exception du premier mode de basculement de fléau (flexion longitudinale de la pile). Les périodes propres de ce dernier sont de $T_0 = 4,548$ s pour S_0 et $T_1 = 6,749$ s pour S_1 . Les déformées modales sont quasiment superposables.

Le principe du calcul, visant à prendre en compte la détension des haubans, est le suivant : les contributions modales à la réponse quadratique obtenues par l'analyse spectrale sur S_0 , qui a été décrite plus haut, sont conservées pour tous les modes non affectés par la suppression dans le modèle des haubans sujets à détension. Seule est corrigée la contribution du premier mode de basculement de fléau, selon la méthode exposée ci-dessous.

5.2. Correction de la période du premier mode de flexion longitudinale

Pour l'analyse du premier mode de flexion longitudinale, la structure est assimilable à un oscillateur simple, dont on note x la coordonnée généralisée ; m est la masse généralisée du mode. Par convention, on pose $x > 0$, lorsque les haubans 27T15 S se tendent (flexion de la pile vers la travée P2 – P3).



Pour modéliser le fait que la structure passe alternativement du système S_0 à S_1 , on donne à la raideur k deux valeurs distinctes k_0 et k_1 en fonction de x .

Elles vérifient respectivement :

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_0}} = 4,547 \text{ s}$$

et

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_1}} = 6,748 \text{ s}$$

Soit $A_0 < 0$ la valeur de x pour laquelle il y a changement de système, c'est-à-dire détension des 27T15 S.

On étudie les oscillations libres d'un tel oscillateur. Soit A l'amplitude maximale positive des oscillations, qu'on extrait du calcul spectral mené sur S_0 . Les équations du mouvement s'écrivent :

$$\begin{cases} \text{si } x \geq A_0, \text{ alors } \ddot{x} + \omega_0^2 x = 0 \\ \text{si } x \leq A_0, \text{ alors } \ddot{x} + \omega_1^2 (x - x_1) = 0 \end{cases}$$

où x_1 est la position d'équilibre de S_1 :

$$x_1 = A_0 \left(1 - \frac{\omega_0^2}{\omega_1^2} \right)$$

La résolution de ces équations, en imposant les continuités du déplacement et de sa dérivée, montre que le mouvement libre de l'oscillateur non linéaire ainsi défini demeure périodique, mais non sinusoïdal, de période T que nous allons évaluer.

Supposons qu'à l'instant initial, x soit maximal.

Pour $t \in [0; t_1]$, on a : $x = A \cos(\omega_0 t)$

L'instant t_1 est défini par :

(en posant $\zeta = \frac{A}{A}$):

$$\begin{cases} x(t_1) = A \\ t_1 = \frac{1}{\omega_0} \arccos\left(\frac{A}{A}\right) = \frac{1}{\omega_0} \arccos(\zeta) \\ \dot{x}(t_1) = -\omega_0 A \sin(\omega_0 t_1) = -\omega_0 A \sqrt{1 - \zeta^2} \end{cases}$$

Pour $t \in [t_1; t_2]$,

x s'écrit :

$$x = x_1 + \alpha \cos(\omega_1 t) + \beta \sin(\omega_1 t),$$

où α et β sont des constantes réelles, déterminées de manière à garantir la continuité du déplacement et de la vitesse en t_1 .

Le système s'écrit :

$$\begin{cases} x_1 + \alpha \cos(\omega_1 t_1) + \beta \sin(\omega_1 t_1) = A_0 \\ -\omega_1 \alpha \sin(\omega_1 t_1) + \omega_1 \beta \cos(\omega_1 t_1) = -\omega_0 A \sqrt{1 - \zeta^2} \end{cases}$$

Et se résout en :

$$\begin{cases} \alpha = A_0 \frac{\omega_0^2}{\omega_1^2} \cos(\omega_1 t_1) + \frac{\omega_0}{\omega_1} A \sqrt{1 - \zeta^2} \sin(\omega_1 t_1) \\ \beta = A_0 \frac{\omega_0^2}{\omega_1^2} \sin(\omega_1 t_1) - \frac{\omega_0}{\omega_1} A \sqrt{1 - \zeta^2} \cos(\omega_1 t_1) \end{cases}$$

Soit

$$t' \in [t_1; t_2]$$

l'instant où x est minimal, défini par :

$$x(t') = -\omega_1 \alpha \sin(\omega_1 t') + \omega_1 \beta \cos(\omega_1 t') = 0$$

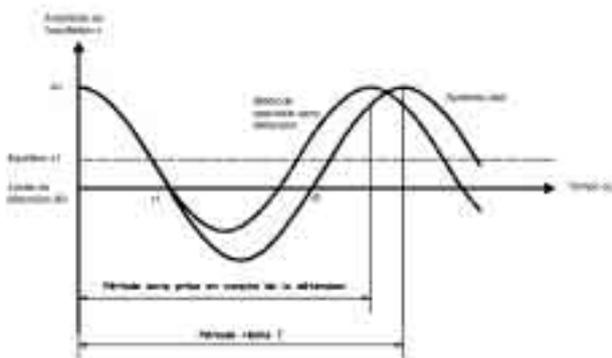
qu'on réécrit, pour en tirer t' :

$$-A_0 \frac{\omega_0^2}{\omega_1^2} (\sin(\omega_1(t' - t_1))) - \frac{\omega_0}{\omega_1} A \sqrt{1 - \zeta^2} (\cos(\omega_1(t' - t_1))) = 0$$

$$\text{soit } t' = t_1 + \frac{1}{\omega_1} \arctan\left(-\frac{\omega_0}{\omega_1} \frac{1}{\zeta} \sqrt{1 - \zeta^2}\right)$$

La période T de la structure vaut alors :

$$T = 2t' = \frac{T_0}{\pi} \arccos(\zeta) + \frac{T_0}{\pi} \arctan\left(\frac{T_0}{T_1} \sqrt{\frac{1}{\zeta^2} - 1}\right)$$



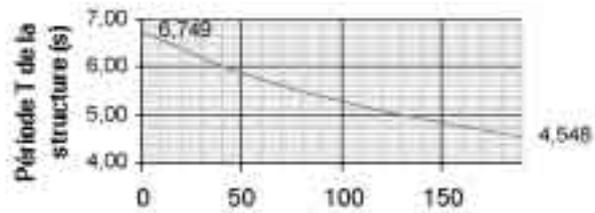
Entre les instants t_1 et t_2 , l'évolution du système est gouvernée par la 2^{me} équation du mouvement (système S_1). En dehors c'est la 1^{re} équation (système S_0) qui prévaut.

5.3. Modification du modèle mécanique de la structure

Une fois T calculée, on recherche (par interpolations successives), la rigidité réduite qu'il faudrait attribuer aux haubans 27T15 S, pour que la période propre du premier mode de flexion longitudinale du modèle ainsi modifié coïncide exactement avec T. Concrètement, on diminue le module d'Young E des haubans dans le modèle de calcul.

Ce problème admet une solution unique, comprise entre 0 (système S_1) et la rigidité réelle des haubans (système S_0), car on constate que cette période est une fonction strictement monotone de la rigidité des haubans.

T(E)



On note S_2 le système ainsi obtenu, sur lequel on peut réaliser un calcul spectral, en vue de déterminer la réponse au vent turbulent de ses différents modes propres.

5.4. Recombinaison quadratique des différentes contributions modales

Le système S_2 est totalement artificiel. Par contre, la période propre de son premier mode de flexion longitudinale reflète la période qu'aurait réellement le système s'il se mettait à osciller suivant ce mode, avec l'amplitude A^+ .

On peut donc admettre que l'énergie E_2 , que le vent turbulent transmet au mode propre en question de la structure S_2 est une bonne approximation de l'énergie transmise à la structure réelle, pour ce même mode.

On note de même E_0 et E_1 les énergies transmises par le vent au même mode propre des systèmes S_0 et S_1 . Deux cas sont alors à distinguer :

- Oscillation positive : ($x > 0$) : les haubans 27T15 S sont tendus. On obtient la contribution du premier mode de flexion longitudinale à la réponse quadratique globale en multipliant la contribution de ce mode évaluée sur S_0 par le rapport $\sqrt{\frac{E_2}{E_0}}$
- Oscillation négative : ($x < 0$) : les haubans 27T15 S sont détendus. On obtient la contribution du premier mode de flexion longitudinale à la réponse quadratique globale en multipliant la contribution de ce mode évaluée sur S_1 par le rapport $\sqrt{\frac{E_2}{E_1}}$

La réponse globale est ensuite obtenue en combinant de manière quadratique les différentes contributions des autres modes avec la contribution corrigée, comme cela se fait classiquement dans un calcul spectral. Pour améliorer le calcul, il est possible d'utiliser les coefficients de corrélation entre modes évalués sur la structure S_0 et d'effectuer une combinaison quadratique complète (CQC). Cette manière de procéder peut apporter quelques différences aux résultats finaux, en particulier en ce qui concerne l'effet quasi-statique dans la pile.

Note : L'évaluation des énergies E_0 , E_1 et E_2 demande un petit artifice de calcul, car le logiciel PCP ne les fournit pas directement. Les relations employées ont été les suivantes, pour le calcul de E_0 par exemple :

Si $Q^0(t)$ désigne la réponse quadratique du mode concernée, on a (intégrale de Duhamel) :

où γ_0 désigne le facteur de participation modale, X^0 le mode propre et Γ le chargement.

On peut donc écrire $Q^0(t)$ sous la forme :

où $\alpha^0(t)$, fonction scalaire, ne dépend que du vent Γ , de ω_0 et de ξ . En particulier $Q^0_{\max} = \gamma_0 \alpha^0_{\max} X^0$, ce qui permet à partir des résultats édités par PCP, de connaître α^0_{\max}

L'énergie potentielle s'exprime alors sous la forme suivante : (en notant m_0 la masse modale)

Remarque : dans le cas du fléau P2 du viaduc de la Colagne, les haubans susceptibles de se détendre n'ont d'influence que sur un unique mode propre. Cela provient de la conception très particulière du haubanage. Lorsque plusieurs modes propres sont en jeu, la démarche peut être généralisée : il suffit de reprendre la même analyse pour chacun d'eux.

5.5. Itération

Le calcul précédent permet d'obtenir les efforts et déplacements dans la structure sous l'effet du vent, du fait de la prise en compte de la détension. Les résultats sont majorés par rapport au calcul de base sur S_0 , en particulier, la valeur A^+ de l'amplitude maximale des oscillations positives est augmentée. On peut alors reprendre la démarche complète (nouveau calcul de la période T , du module d'Young E correspondant...), à partir de la nouvelle valeur de A^+ et du coefficient ζ , et la réitérer jusqu'à convergence.

6. Application numérique et conclusions

6.1. Application de la première méthode

L'application de la première méthode au fléau P2 du viaduc de la Colagne fournit les résultats du tableau 1
La convergence du calcul est relativement lente.

6.2. Application de la seconde méthode

L'application de la seconde méthode au fléau P2 du viaduc de la Colagne fournit les résultats du tableau 2.

		S_0	Itération n° 1	Itération n° 2	Itération n° 3	Itération n° 4	Itération n° 5	Itération n° 6
E_{27} (MPa)		190 000	152 100	134 000	124 800	121 000	119 300	118 600
Allongement initial Δl_{27} (m)		0,000	-0,0526	-0,0904	-0,1129	-0,1242	-0,1300	-0,1329
27T15 S	T_{\min} (MN)	-0,97	-0,54	-0,30	-0,13	-0,06	-0,02	-0,01
	T_{\max} (MN)	3,88	3,97	3,99	4,00	4,01	4,01	4,02
10T15 S	T_{\min} (MN)	0,66	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
	T_{\max} (MN)	1,02	1,07	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
12T15 S	T_{\min} (MN)	0,56	0,55	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
	T_{\max} (MN)	1,46	1,57	1,64	1,68	1,69	1,70	1,71

Tableau 1

		S_0	Itération n° 1	Itération n° 2	Itération n° 3	Itération n° 4
			-0,606	-0,566	-0,554	-0,553
Période T(s)		4,548	4,772	4,812	4,824	4,825
27T15 S	T_{\max} (MN)	3,88	4,07	4,10	4,11	4,11
10T15 S	T_{\min} (MN)	0,66	0,65	0,65	0,65	0,65
	T_{\max} (MN)	1,02	1,12	1,12	1,12	1,12
12T15 S	T_{\min} (MN)	0,56	0,53	0,52	0,52	0,52
	T_{\max} (MN)	1,46	1,72	1,73	1,73	1,73

Tableau 2

On constate bien une augmentation des tensions extrêmes non négligeable dans les haubans (de l'ordre de 6% pour les 27T15 S et 19% pour les 12T15 S), suite à la prise en compte des détensions. Les résultats concernant les efforts de flexion dans la pile se calculent de la même manière.

6.3. Comparaison des méthodes et conclusions

Les deux méthodes ne sont pas totalement équivalentes dans leur principe. En effet la première méthode corrige la réponse globale de la structure, alors que dans l'application qui est faite de la seconde méthode, seul l'effet du premier mode de flexion est modifié : dans le cas particulier du viaduc de la Colagne, il se trouve que seul le premier mode de flexion longitudinale produit des surtensions notables dans les haubans 27T15 S.

Un recoupement parfait entre les deux calculs n'est donc pas possible. Les résultats sont cependant assez proches. On note toutefois que la première méthode conduit à sous estimer légèrement la tension maximale dans les câbles 27T15 S et par conséquent à surestimer les tensions minimales dans les haubans 10T15 S et 12T15 S.

L'augmentation des efforts maximaux dans ces derniers provient principalement du fait que le reste de la structure doit reprendre les efforts de compression dans les haubans 27T15 S, apparus dans le calcul initial. Cette redistribution provoque par ailleurs une dissymétrie des efforts de flexion dans la structure en béton.

L'accroissement de la période crée en plus une augmentation générale des efforts dans tous les éléments de la structure, mais elle reste assez faible (de l'ordre de 6%). Ceci explique également pourquoi les deux méthodes donnent des résultats très voisins. Si cet effet avait été plus important, les différences entre les deux calculs auraient peut-être été plus significatives.

Dans le cas présent, les ordres de grandeur obtenus sont très acceptables pour le dimensionnement de la structure, y compris en appliquant la première méthode, qui est la plus rudimentaire, car d'autres incertitudes plus importantes subsistent. Elles concernent notamment :

- les caractéristiques du vent dans le site,
- les coefficients aérodynamiques et surtout leurs dérivées par rapport à l'angle d'incidence,
- le pourcentage d'amortissement critique de la structure, au sujet duquel il faut rappeler que l'amortissement dans les haubans est beaucoup plus faible que dans la structure en béton,
- les déformées plastiques de la structure en béton qui peuvent conduire à fortement surcharger les haubans.

Les méthodes de calcul proposées, appliquées ici au cas du viaduc de la Colagne, peuvent se révéler intéressantes pour les ingénieurs confrontés à un problème de non-linéarité manifeste du comportement dynamique d'une structure, par exemple sous l'effet du vent.



SISMOA : Une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes

DENIS DAVI
PATRICE SCHMITT

1. Introduction - contexte général

La France métropolitaine est une région à sismicité relativement faible. On y dénombre en moyenne chaque année une vingtaine de séismes de magnitude supérieure à 3,5 ce qui est peu en comparaison d'autres pays européens tels que l'Italie, la Grèce ou la Turquie. Néanmoins la France a subi dans le passé des séismes beaucoup plus forts (9000 morts en Maurienne en 1248, 40 en Provence en 1909...) et des évènements récents nous ont montré que les tremblements de terre en France sont toujours d'actualité (séismes de magnitude 5,5 à Annecy en 1996, de magnitude 4,6 au large de Nice en février 2001 et de magnitude 5,4 en Bretagne en septembre 2002...). Le phénomène sismique peut donc toucher le territoire français, en particulier les régions des Pyrénées, des Alpes, de la Provence, de l'Alsace, du Massif Central jusqu'en Bretagne (fig. 1a et 1b) et bien sûr, des Antilles où des séismes très destructeurs se sont produits en Martinique en 1839, en Guadeloupe en 1843 (plus de 3000 morts dans la capitale Pointe-à-Pitre) et en 1897. Plus récemment, en 1985, une secousse de magnitude 6,0 a de nouveau fortement ébranlé Pointe-à-Pitre.

Aujourd'hui la réglementation parasismique a atteint un niveau permettant de garantir la fonctionnalité et le bon comportement général des ouvrages neufs en cas de secousse tellurique. Cependant, ces règlements sont très récents puisqu'ils datent du début des années 90 (recommandations AFPS 92 pour les ouvrages d'art [3]). La majorité des ouvrages existants ayant été conçus avant cette période, ils ne sont donc pas tous a priori en mesure de supporter les sollicitations engendrées par un tremblement de terre. L'idée d'une catastrophe de grande échelle est insupportable pour un pays du niveau technologique de la France. Il serait pourtant illusoire de vouloir se lancer dans une vaste campagne d'inspection et de confortement des ouvrages existants tant le nombre de ponts à traiter et les coûts engagés seraient importants. Une telle mesure ne serait d'ailleurs sans doute pas nécessairement bénéfique car pour un ouvrage donné, le coût de confortement pourrait s'avérer bien souvent supérieur au coût engendré pour la société par son effondrement en cas de séisme.



Figure 1a : Zonage sismique de la France

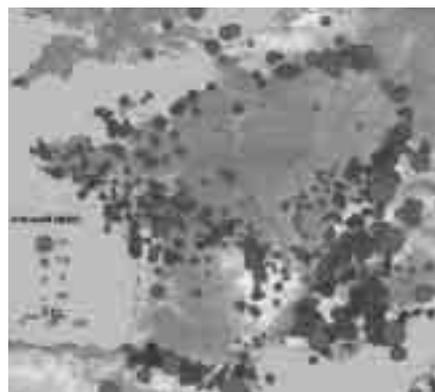


Figure 1b : Les séismes passés

Il est donc indispensable d'établir un plan d'intervention cohérent et de classer les ouvrages à traiter par ordre de priorité. En 1997, la Direction des Routes a passé commande au Setra d'une étude d'évaluation du risque sismique sur les ouvrages d'art. La collaboration entre le Setra et les CETE Méditerranée, de l'Est, de Lyon, du Sud-Ouest et de

Normandie-Centre a débouché sur l'élaboration de la procédure "SISMOA".

2. SISMOA : une méthode empirique et qualitative

2.1. L'expérience des séismes passés

L'observation et l'interprétation des dégâts causés par les séismes anciens ou récents sur les ponts ont permis d'une part de mieux comprendre la nature des sollicitations de type sismique sur ces ouvrages et d'autre part d'identifier un certain nombre de causes de fragilité classiques et récurrentes liées à des défauts de conception [1], [2].

Au cours d'un séisme, les efforts induits dans une structure sont essentiellement liés aux forces inertielles horizontales

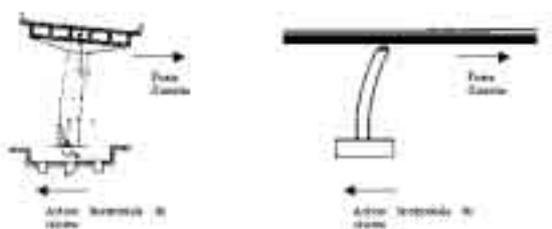


Figure 2 : Nature des sollicitations sismiques

qui résultent de la mise en mouvement des masses (fig. 2). Sur les ponts, l'essentiel de la masse est généralement concentré au niveau du tablier. L'effort provient donc de

celui-ci et descend dans les appareils d'appui, les piles, les culées et les fondations.

Vis-à-vis des sollicitations verticales (environ 2 fois plus faibles que les sollicitations horizontales), les charges sismiques à vide sont généralement couvertes par le dimensionnement sous charges d'exploitation et ne posent donc pas de problème particulier.

La description des principaux désordres observés sous l'effet des sollicitations horizontales fait l'objet des quatre sous-paragraphes suivants.

2.1.1. Echappement du tablier de ses appuis

Lorsque les distances de repos d'appui sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un échappement. Ce phénomène, qui peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale, concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes (photo 1). Selon la direction transversale, le risque peut être accentué par un biais ou une courbure importants (photo 2). Sur les ponts biais, les chocs des culées sur le tablier créent un moment de rotation d'axe vertical dans la structure (fig. 3) qui a pour conséquence de pousser le tablier hors de ses appuis.

2.1.2. Rupture fragile des piles

La présence de butées latérales (photo 3) supprime généralement le risque d'échappement transversal. Il faut toutefois bien noter que les butées, comme toute autre connexion rigide du tablier sur ses appuis (encastrement, appareils d'appuis à pot mono-directionnels...), peut conduire à une forte augmentation des efforts dans ces derniers. Cette augmentation des efforts



Photo 1 : Echappement longitudinal (Kobé, 1995)



Photo 2 : Echappement dû à une courbure importante (San Fernando, 1971)



Photo 3 : Exemple de butées latérales

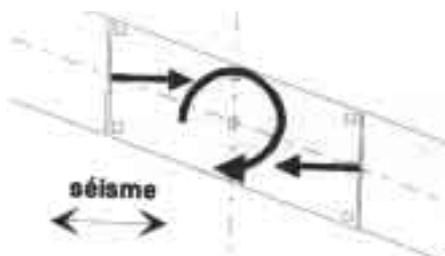


Figure 3 : Rotation d'axe vertical



Photo 4 : Kobé (1995)



Photo 5 : Rupture par effort tranchant



Photo 6 : Costa Rica (1990)

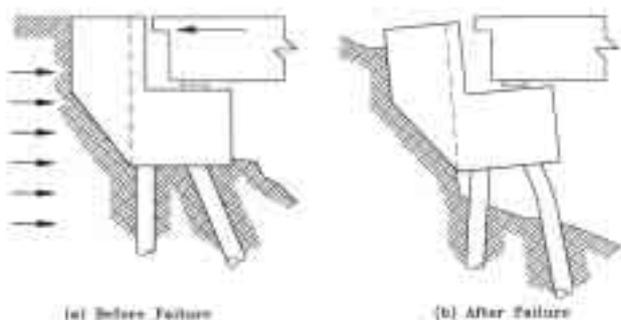


Figure 4 : Endommagement des culées



Photo 7 : Exemple de liquéfaction (Costa Rica, 1990)

est alors susceptible de provoquer des ruptures fragiles notamment dans les piles (photos 4 et 5) si leur résistance est insuffisante (manque de ductilité ou de confinement du béton, rupture par effort tranchant, insuffisance d'ancrage ou de recouvrement des aciers passifs...).

2.1.3. Endommagement des culées

L'opposition des forces de poussée dynamique des terres et de chocs du tablier sur les culées peut provoquer un endommagement de celles-ci (fig. 4, photo 6).

Notons que plus la hauteur des remblais est grande, plus la culée est vulnérable vis-à-vis des effets de la poussée dynamique des terres.

2.1.4. Problèmes liés aux sols de fondation

Lorsque l'ouvrage est localisé sur un sol liquéfiable ou soumis à d'éventuels glissements de terrain, il y a un gros risque de perte de portance et d'effondrement général (photo 7). Les ouvrages fondés profondément dans le substratum rocheux sont, en comparaison des ouvrages fondés superficiellement, moins vulnérables vis-à-vis de ces phénomènes.

2.2. La méthode SISMOA

A partir des observations précédentes et sur la base de critères typologiques ou géométriques de nature à accentuer ou à atténuer la vulnérabilité de tel ou tel élément structurel (tablier, appuis, fondations...) d'un ouvrage existant donné, la procédure SISMOA détermine empiriquement le risque sismique sur cet ouvrage. A l'échelle d'un itinéraire, les résultats permettent de hiérarchiser les ponts par ordre de sensibilité, en vue d'une analyse socio-économique des risques par rapport aux enjeux.

La méthode aboutit, pour l'ouvrage étudié, au calcul de l'indice de vulnérabilité V , représentatif de sa sensibilité propre aux mouvements dynamiques de type sismique. Couplé à l'aléa sismique A (représentatif de l'agression sismique prévisible dans sa région d'implantation), l'indice de vulnérabilité permet de calculer le risque sismique R qui définit l'espérance mathématique d'endommagement du pont au cours d'une période de référence. Enfin, la combinaison de l'indice de risque R avec le critère d'importance I , représentatif du caractère plus ou moins essentiel de l'ouvrage pour la société

en cas de crise (desserte des hôpitaux, acheminement des secours, reprise rapide de l'activité économique...), permet d'établir le niveau de priorité P. De façon plus synthétique, on peut noter :

$$P = R \times I = (V \times A) \times I$$

Le recensement et le traitement des données au niveau départemental s'appuient sur :

- Une approche informatique systématique à partir des bases de données existantes Edouart+, Lagora et IQOA ;
- Une approche manuelle, à partir des dossiers d'ouvrages quand ils existent, pour les données non accessibles dans les bases de données ;
- Une visite sur le terrain pour les dossiers d'ouvrages non suffisamment renseignés.

3. L'outil informatique SISMOA

Le logiciel SISMOA se présente sous la forme d'une feuille Excell sophistiquée. Il a été réalisé par le Laboratoire Régional de Nice du CETE Méditerranée sous le pilotage du Setra [4], [5]. A partir d'un certain nombre de critères géométriques et typologiques, le logiciel permet une évaluation qualitative de la vulnérabilité des différents éléments structurels de l'ouvrage (tablier, culées, piles, fondations). La combinaison de ces indices de vulnérabilité spécifiques conduit au calcul de l'indice de vulnérabilité global, compris entre 0 et 1. On a ainsi :

- pour un pont courant :

$$V = V_{\text{général}} \times \max (V_{\text{tablier}} ; V_{\text{culées}} ; V_{\text{piles}} ; V_{\text{fondations}})$$

- pour un pont en maçonnerie :

$$V = V_{\text{général}} \times V_{\text{rsc}}$$

3.1. L'indice de vulnérabilité générale

L'indice de vulnérabilité générale $V_{\text{général}}$ est une combinaison de trois facteurs d'influence à l'échelle globale de l'ouvrage :

- La date de construction de l'ouvrage (ou méthode de conception utilisée)
- Le type de structure (cadre ou portique, travées continues, travées indépendantes, maçonnerie)

- L'état de l'ouvrage (ou classe IQOA)

Les paragraphes suivants traitent les deux cas d'ouvrages types cités plus haut.

3.2. Le cas des voûtes en maçonnerie

La vulnérabilité des voûtes en maçonnerie V_{rsc} est directement liée à la hauteur h_g du tympan au niveau de son centre de gravité. Cette hauteur est calculée à partir des épaisseurs h_1 et h_2 du tablier respectivement à la naissance des voûtes et à la clé (fig. 5).



Figure 5 : Vulnérabilité des voûtes en maçonnerie

3.3. Le cas des ponts courants

3.3.1. Vulnérabilité du tablier

La vulnérabilité du tablier V_{tablier} est calculée en intégrant un grand nombre de paramètres tels que :

- Le biais et la courbure en plan de l'ouvrage ;
- Les risques d'échappement d'appui au droit de chaque appui selon les directions longitudinale et transversale (la notion de repos d'appui, illustrée fig. 6, caractérise ce risque) ;
- La présence ou non de butées transversales ;
- L'éventuelle dissymétrie des appuis en élévation ;
- La sensibilité à une éventuelle rupture des appareils d'appui (fonction de la rigidité du tablier).

3.3.2. Vulnérabilité des culées

La vulnérabilité des culées $V_{\text{culées}}$ est liée d'une part à la hauteur du remblai et d'autre part à la typologie propre de la culée. Par ordre de vulnérabilité croissante, on distingue les culées fondées superficiellement en tête de déblai, les culées

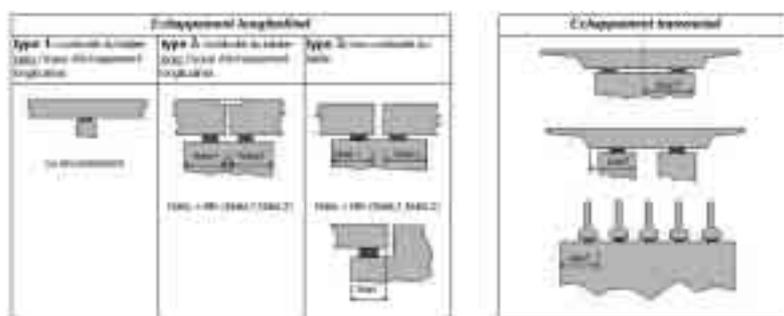


Figure 6 : Indications sur la définition des repos d'appui

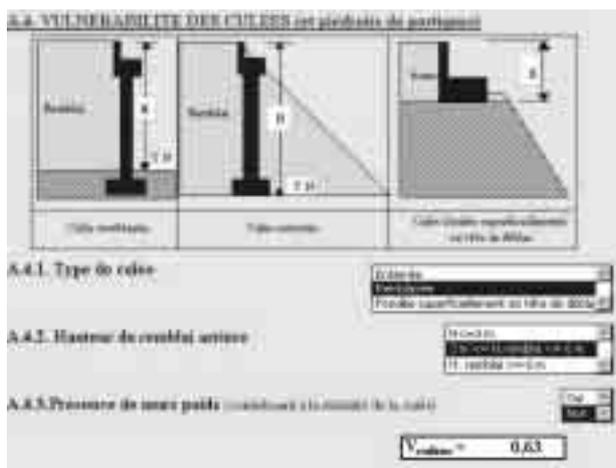


Figure 7 : Vulnérabilité des culées

enterrées et les culées remblayées (fig. 7). Suite aux différents retours d'expérience des premières utilisations de SISMOA, le cas des culées creuses a été rajouté, de même que des éléments permettant de prendre en compte la vulnérabilité des éléments latéraux. Pour le cas des culées remblayées, une distinction plus fine a été apportée selon la typologie des murs de front ("murs poids", voiles en béton armé ou murs en "terre armée").

3.3.3. Vulnérabilité des piles

Le calcul de la vulnérabilité des piles V_{piles} s'effectue selon les directions longitudinale et transversale. Il tient compte de la participation de chacune des piles à la reprise des efforts horizontaux en fonction de la régularité des hauteurs (notion de pile courte) et de la liaison entre la pile considérée et le tablier (liaison fixe, élastique ou glissante). La typologie (fût massif, pile caisson, voile, pile à colonnes multiples ou pile-marteau) et la masse du tablier sont aussi prises en considération.

3.3.4. Vulnérabilité des fondations

La vulnérabilité des fondations $V_{fondations}$ est évaluée en fonction du type de fondations (superficielles, semi-superficielles ou profondes) et des risques de liquéfaction et de glissement de terrain. En cas d'incertitude, le logiciel préconise d'avoir recours à une expertise géologique.

4. L'exploitation des résultats

4.1. L'outil SIG

La présentation des résultats a fait l'objet d'une procédure automatique afin d'en permettre ultérieurement une exploitation à l'échelle d'un itinéraire sous support SIG (Système d'Information Géographique). Cette fonctionnalité permet une représentation visuelle et efficace des résultats (fig. 8a,b,c,d) et autorise un croisement immédiat entre des données concer-

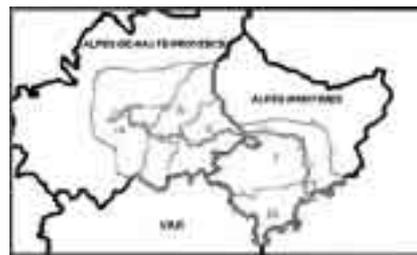


Figure 8a : Itinéraire et zonage sismique



Figure 8b : Sélection d'un pont

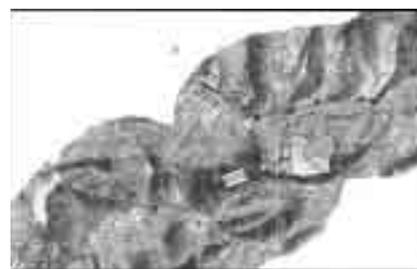


Figure 8c : Implantation IGN

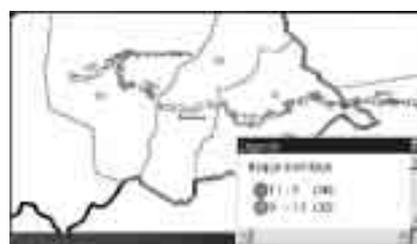


Figure 8d : Visualisation des indices de risque sismique

nant le site (équipements stratégiques, itinéraires, géologie, sismicité...) et celles directement relatives aux ouvrages (typologie, photographie, vulnérabilité et risque sismique). Grâce à l'interactivité de l'outil SIG, SISMOA constitue non seulement un outil d'aide à la définition des programmes de confortement mais pourrait aussi évoluer à terme vers des fonctions d'élaboration de stratégies de prévention des risques sismiques voire d'aide à la prise de décision en période de crise.

4.2. Les premières utilisations

A ce jour, l'outil SISMOA a été utilisé sur quatre régions différentes, particulièrement exposées au risque sismique :
- L'itinéraire Nice-Digne en région PACA pour lequel la

méthode a été validée par des études détaillées sur un échantillon représentatif de huit ouvrages de l'itinéraire [4], [5] ;
 - Le département de la Martinique pour lequel deux ouvrages stratégiques ont fait l'objet d'études détaillées (fig. 9) [6], [7], [8] ;
 - Le territoire de l'agglomération grenobloise [9] ;
 - La Vallée de la Tinée dans le département des Alpes-Maritimes [10].

Ce travail a permis de montrer la pertinence et l'efficacité de l'outil logiciel mais la méthode reste insuffisante pour prédire avec précision le niveau d'endommagement que subirait un ouvrage donné au cours d'un séisme. Ainsi, l'indice de présomption de risque sismique n'a de sens que statistiquement. Avant d'entamer un programme de confortement sismique ou de prévoir l'utilisation d'ouvrages stratégiques après un séisme, il conviendra donc de procéder à des études détaillées. L'objectif premier de SISMOA est d'établir un plan de priorité pour la réalisation de ces études. Les résultats obtenus constituent par ailleurs une banque de données intéressante pour une première évaluation des conséquences économiques d'un tremblement de terre, des coûts de confortement

pré-sismiques ou de réparations post-sismiques ainsi que pour une première ébauche de l'élaboration des Plans de Prévention des Risques.

Les retours d'expérience sur les itinéraires traités sont en cours d'analyse en vue d'un re-calibrage visant à affiner l'influence relative de certains paramètres par rapport aux autres. Des critères de vulnérabilité ou de solidité supplémentaires ont aussi été identifiés et ont été introduits dans la procédure, la rendant ainsi plus exhaustive. Sur le plan de l'ergonomie, une saisie des données rendue plus explicite devrait d'autre part faciliter l'accessibilité de l'outil à des utilisateurs non-spécialistes.

5. Les perspectives de développement

5.1. Coûts et solutions de confortement

Sur la base des indices de vulnérabilité calculés pour chaque élément structural de l'ouvrage, il est possible de prévoir à l'avenir une évaluation sommaire du coût des travaux de

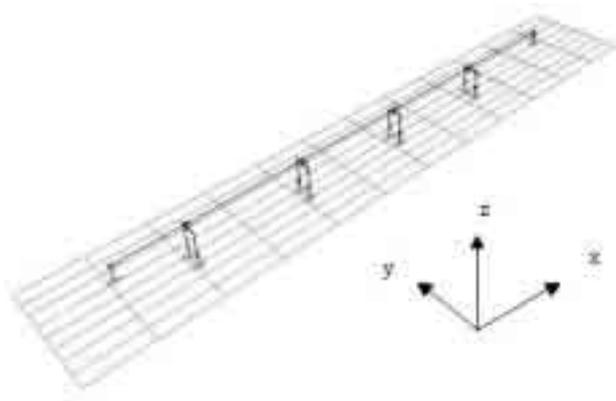


Figure 9 : Modèle pour l'analyse dynamique détaillée du Pont sur le trou au Diable en Martinique

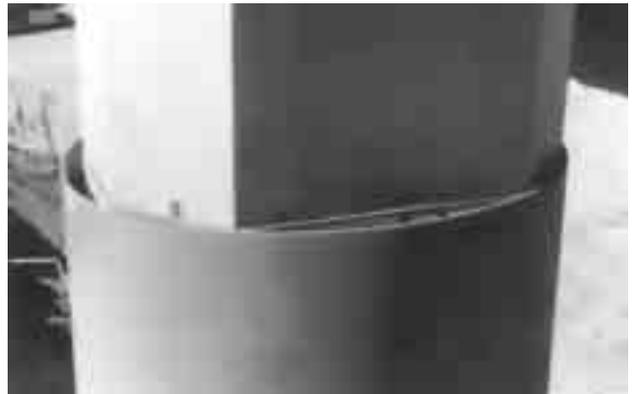


Photo 8 : Chemisage métallique des piles

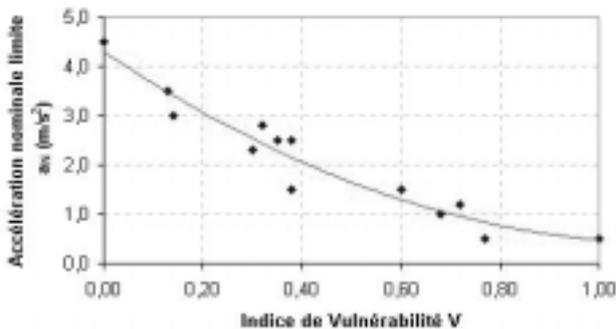


Figure 10 : Corrélation entre l'indice de vulnérabilité et l'accélération maximale admissible

Sur ces trois régions, les études détaillées ont permis de valider la méthode en établissant une corrélation satisfaisante entre l'indice de vulnérabilité obtenu par SISMOA et le niveau d'accélération nominale maximal auquel l'ouvrage est capable de résister d'après les résultats des calculs approfondis (fig. 10).

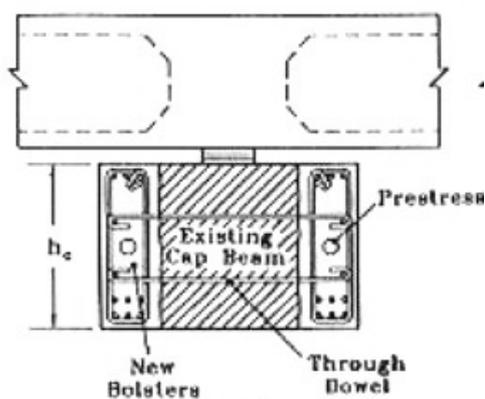


Figure 11 : Augmentation des repos d'appui

renforcement et de proposer des mesures de confortement à partir des techniques les plus couramment utilisées dans les pays à fort risque sismique : chemisage des piles (photo. 8), augmentation des repos d'appui (fig.11), remplacement des appareils d'appui, utilisation d'appareils amortisseurs (fig. 12)...

5.2. Aléa sismique

Actuellement, la définition de l'aléa sismique se limite au zonage réglementaire défini par les PS 92 [3]. Il sera intéressant à terme d'introduire des critères concernant l'aléa local et les effets de site (sols de nature à augmenter ou atténuer les ondes sismiques, présence de failles actives...) et de prendre en compte des données sur l'environnement immédiat de l'ouvrage (remblais, murs de soutènement, risque de chutes de blocs...).

5.3. Critère d'importance

L'introduction du critère d'importance dans la méthode SISMOA constitue à ce jour un objectif majeur de perfectionnement. Il s'agit en effet d'un paramètre essentiel, indispensable pour fournir aux préfets et aux maîtres d'ouvrages des éléments précis et objectifs en vue de l'établissement des Plans de Prévention des Risques et de la définition des itinéraires stratégiques. Ce critère d'importance devra être basé sur des paramètres tels que le trafic moyen supporté par l'ouvrage, le rattachement de celui-ci à des centres vitaux (hôpitaux, casernes de pompiers, commissariats de police, aéroports...), les possibilités ou non d'établir une déviation ou encore le rôle de l'ouvrage dans l'approvisionnement et la desserte des zones les plus urbanisées.

5.4. Vulnérabilité à l'échelle des réseaux

A la demande de la Direction des Routes, la méthode SISMOA devra évoluer de la "simple" évaluation de la vulnérabilité des ponts à celle, plus générale, de la vulnérabilité des réseaux.

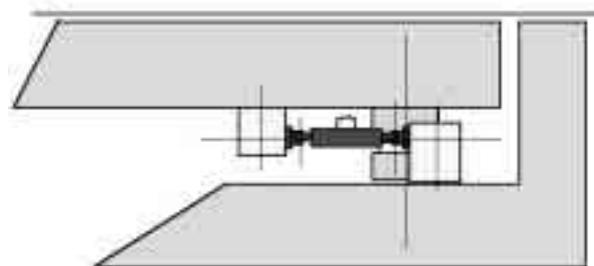


Figure 12 : Appareil amortisseur longitudinal

Cette évolution sous-entend non seulement d'élaborer une procédure d'évaluation d'autres types d'ouvrages tels que les murs de soutènement et les tunnels mais implique aussi une réflexion à une échelle plus importante intégrant la présence d'équipements stratégiques, une ébauche d'organisation et d'utilisation des moyens en cas de crise et une analyse plus fine de la topographie du site (liquéfaction à grande échelle, glissements de terrain, instabilités de pentes...)

6. Conclusion

Le logiciel SISMOA est un outil permettant l'évaluation qualitative de la vulnérabilité des ouvrages d'art au séisme. L'analyse, basée sur l'expérience des séismes passés, s'appuie sur des critères essentiellement typologiques et géométriques. L'attention est attirée sur le caractère préliminaire de l'évaluation. Les paramètres obtenus par la méthode SISMOA ne peuvent en aucun cas se substituer à un calcul de vérification pour les ouvrages les plus sensibles. Ils constituent néanmoins un critère efficace de comparaison et donc de classement de la sensibilité des ouvrages d'art aux séismes, quelle que soit leur région d'implantation. L'exploitation de cette méthode devrait permettre de définir une politique de mise à niveau des ouvrages vis-à-vis du risque sismique et constituer, grâce à une représentation graphique synthétique des résultats sous support SIG, un outil précieux pour l'élaboration des plans d'organisation des secours (moyens, itinéraires...) ainsi que pour la maîtrise de l'urbanisation future (implantation judicieuse des bâtiments et ouvrages stratégiques).

Références

- [1] Ponts courants en zone sismique – Guide de conception
Setra – SNCF
- [2] Priestley, Seible, Calvi : Seismic Design and Retrofit of
Bridges – New York : Wiley 1996
- [3] Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des
ponts – Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- [4] Vulnérabilité des ouvrages d'art aux séismes, Phase N°1,
fév. 2000 – C. Thibault, CETE Méditerranée, Laboratoire
Régional de Nice
- [5] Vulnérabilité des ouvrages d'art aux séismes, Phase N°2,
déc. 2000 – F. Légeron, Setra
- [6] Pont sur le trou au Diable (RN5 – Martinique) – Etudes
de confortement sismique, jan. 2003 - D. Davi - Setra /
CTOA
- [7] Pont sur la Rivière Lézarde (A1 – Martinique) – Etudes
de vulnérabilité aux séismes, jan. 2003 - P. Schmitt - Setra /
CTOA
- [8] Vulnérabilité aux séismes des ouvrages d'art de
Martinique – Etude préliminaire du risque spécifique par le
logiciel Sismoa, avril 2003 – CETE Normandie Centre,
DEIOA
- [9] Territoire de l'agglomération grenobloise, Risque
Sismique, documents 1 et 2, juin 2002 – CETE de Lyon
- [10] Vulnérabilité aux séismes des ponts de la Vallée de la
Tinée, fév. 2003 – CETE Méditerranée, DOA

Faut-il prévoir une couche d'accrochage des enrobés sur les chapes d'étanchéité des ponts?

La réponse est NON.

La question nous est parfois posée et la réponse est clairement négative. Nous profitons de cette publication pour rappeler ce point auprès des Maîtres d'œuvre et attirer leur attention sur les éventuelles propositions des entreprises routières qui souhaiteraient appliquer une émulsion bitumineuse ou une couche d'accrochage à base de vernis bitumineux ou similaire.

Encore récemment, on nous a rapporté, suite à l'application d'une couche d'accrochage à base d'émulsion bitumineuse

sur un asphalte gravillonné, des incidents avec, notamment, la formation de gonfles prenant naissance entre l'enrobé et l'asphalte, mais on peut aussi observer des glissements ou des incompatibilités chimiques.

Nous rappelons que lors de l'instruction pour les avis techniques, nous examinons le comportement du complexe avec une couche de roulement type. Or ces essais sont faits avec l'enrobé mis en œuvre directement sur la chape sans couche d'accrochage et les résultats comportementaux sont présentés dans l'avis.

Si le demandeur ne prévoit pas, dans son procédé, une couche de liaison ou d'accrochage, elle n'est pas à mettre et ceci est maintenant rappelé dans le paragraphe III.6 et sera systématiquement repris au fur et à mesure des nouvelles publications.

M. FRAGNET

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 des publications • 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 Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire RIB :
Code banque : 40071 • Code guichet : 92000 • N° de compte : 00001000261 • Clé RIB : 11 • Domiciliation : RGFIN Paris Nanterre

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

Ce bulletin de liaison vous intéresse ... retournez ce formulaire ci-dessous à :
Bulletin de liaison **OUVRAGES D'ART** • SETRA-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** gratuit



Coordonnées des rédacteurs

Daniel de MATTEIS
SETRA CTOA
Tél : 01 46 11 32 12

Denis DAVI
SETRA CTOA
Tél : 01 46 11 32 52

Hélène OUDIN-
HOGRAINDLEUR
DDE de la Réunion

G. CALAS
A.S.F.
Directeur régional
d'exploitation d'Agen

J.F. NOLOT
A.S.F.
Chef du Service Technique
Génie Civil

René PAILLARD
Scetauroute
Agence de Bordeaux
DOA
Tél : 05 57 77 66 34

Guillaume DANAN
Scetauroute
Agence de Bordeaux
DOA

Daniel LEFAUCHEUR
SETRA CTOA
Tél : 01 46 11 32 77

Patrice SCHMITT
SETRA CTOA
Tél : 01 46 11 35 49

Michel FRAGNET
SETRA CTOA
Tél : 01 46 11 32 13

FORMATION ENPC DANS LE DOMAINE DES OUVRAGES D'ART

Piloter et contrôler les études d'impact et les études d'environnement – module 1 :

Depuis la prise en compte de l'environnement
jusqu'à la commande au bureau d'étude

23 au 25 septembre 2003

Cycle Inspection des ouvrages d'art – module 1 : Connaissance de base 1^{ère} partie

23 au 25 septembre 2003

Eurocodes : Calcul des structures métalliques et mixtes ; application aux structures de bâtiment

23 au 25 septembre 2003

Utilisation des déchets dans le BTP

24 septembre 2003

Etanchéités des ponts-route

30 septembre 2003

Les applications de la géologie dans les travaux de génie civil

30 sept. au 2 oct. 2003

Concevoir et réaliser les ponts courants

1 au 3 octobre 2003

Durabilité des bétons durcis soumis au gel

7 octobre 2003

Gérer un patrimoine d'ouvrages d'art

14 et 15 octobre 2003

Piloter la concertation autour des projets d'infrastructures – module 1 : Enjeux, démarches, stratégie

21 et 22 octobre 2003

Eurocodes : Calcul des structures métalliques et mixtes ; application aux structures d'ouvrages d'art

22 et 23 octobre 2003

Cycle Inspection des ouvrages d'art – module 1 : Connaissance de base 2^{ème} partie

28 au 30 octobre 2003

Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton – 1^{ère} partie : diagnostic, réparation
et protection du matériau béton

4 au 6 novembre 2003

FONDSUP 2003 – Symposium international sur les fondations superficielles

5 au 7 novembre 2003

Eurocodes : Calcul des structures en béton ; application aux structures d'ouvrages d'art

5 et 6 novembre 2003

Les litiges dans le BTP dans le cadre de la nouvelle réglementation des marchés publics

6 et 7 novembre 2003

Projets routiers : la conduite des études et l'instruction des dossiers "loi sur l'eau".

18 et 19 novembre 2003

Appliquer les Eurocodes au calcul des ouvrages en site aquatique

18 et 19 novembre 2003

Conception générale et choix d'un ouvrage de soutènement

20 novembre 2003

Comportement dynamique des passerelles

25 novembre 2003

Piloter et contrôler les études d'impact et les études d'environnement – module 2 : Le suivi,
le contrôle et la validation d'une étude d'impact et d'environnement (EIE).

25 et 26 novembre 2003

La nouvelle norme béton EN 206 – Evolutions majeures et conséquences pratiques

27 novembre 2003

Eurocodes : Calcul des structures en béton ; application aux structures de bâtiments

2 au 4 décembre 2003

Piloter la concertation autour des projets d'infrastructures – module 2 : Les outils de la concertation

9 au 11 décembre 2003

Entretien, réparer et renforcer les ouvrages en béton – 2^{ème} partie : diagnostic,
réparation et protection des ouvrages

9 au 11 décembre 2003

Fondations des ouvrages et des bâtiments anciens

11 et 12 décembre 2003

Les méthodes de calcul de la stabilité des ouvrages en géotechnique

16 et 18 décembre 2003

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : tel : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>

Renseignements concernant les cycles internationaux : tel : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

PUBLICATIONS

■ Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

Guide de conception

Réf. F0308 (272 pages) – Prix 28 euros

Ce guide décrit de manière très détaillée la conception et l'exécution des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.



Très complet et abondamment illustré, il comporte dix chapitres qui traitent chacun d'une des étapes de l'élaboration d'un ouvrage de ce type : conception générale, conception détaillée, calculs, préparation de l'appel d'offres, exécution, surveillance des travaux, maintenance,...

Grâce à cette exhaustivité, il intéressera toute personne associée à l'élaboration d'un pont construit par encorbellements successifs (responsable d'opération, ingénieurs ou techniciens de bureau d'études, maîtres d'œuvre, contrôleurs de travaux, architectes) ainsi que les enseignants spécialisés dans le domaine du génie civil.

■ Avis technique - Etanchéité de pont route

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 Setra, associant l'administration et la profession représentée par les syndicats.

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

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
Orthoplast	Eurovia	03-2000	03-2005	FATET00-01
Parafor Ponts	Siplast-Icopal1	2-2002	12-2007	FATET02-09
SopralèneFlam	Soprema	11-2002	11-2007	FATET02-10
Antirock P/Elastocol				
Paraforix A	Siplast-Icopal	01-2003	01-2008	FATET03-01

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

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)

Le bulletin « ouvrages d'art » 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. Il est désormais consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://catalogue.setra.equipement.gouv.fr>
- sur i2 : <http://catalogue.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Setra
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 : **PO543** - prix **10** euros

L'autorisation du Setra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
Le projet du viaduc de Saint-Paul : Figures 1 et 2 : DDE de La Réunion - Figures 7 et 8 : Photomontages
F Zirk et P.G. Dezeuze - Figures 14 à 17 : Images de synthèse Gérard Homann - Setra
SISMOA : Une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes : Photos 1 à 8 : site
NISEE (National Information Service for Earthquake Engineering) - University of California - Berkeley

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

