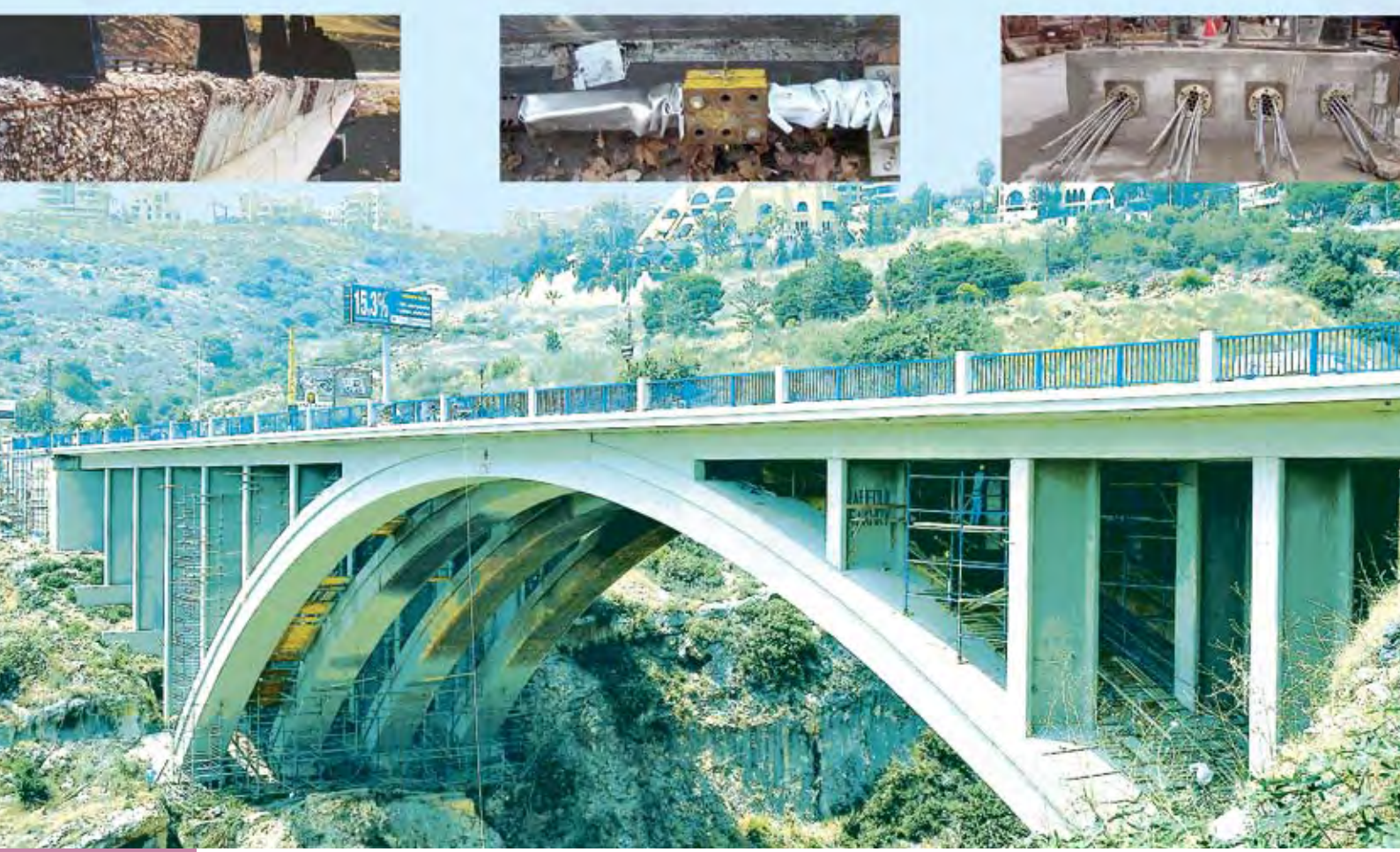


Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

INCIDENTS, RÉPARATIONS

L'expertise et la réparation du pont en arc à Maameltein (Liban)

Raja Asmar, Emmanuel Bouchon, Jean-
Pierre Buys, Dominique Deschamps,
Béchara Kassis, Antoine Salame, Wadih
Salha, Philippe Vion 🗨 P. 2

Viaduc de Saint-Cloud

Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs – Première partie : réflexions initiales et conception des absorbeurs

Pascal Charles, Evelyne Humbert
🗨 P. 14

ÉQUIPEMENTS, ENTRETIEN

Importance du contrôle annuel, de l'entretien et de la maintenance préventive

Nathalie Odent 🗨 P. 33

INFORMATIONS BRÈVES

Stages

🗨 P. 39

Erratum

Dans le bulletin ouvrages d'art n° 56.

Article - Viaduc de Pont-à-Mousson - Suivi par
courburemétrie lors des travaux de remplacement
de précontrainte extérieure. Page 15, chapitre
L'extensométrie, il faut lire : « Les courbures déduites
des déformations sont également de l'ordre de 30 % »
à la place de 0 %.

Ce bulletin en téléchargement sur les sites internet et
intranet du Séttra, tient compte de cette modification.

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

🗨 P. 40

Directeur de la publication : Jean-Claude Pauc. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan, Gilles Lacoste (Séttra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Véronique Le Mestre (CGCP/MIGT05), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Bruno Godart (LCP). Rédacteur en chef : Nicole Cohen (Séttra) - tél : 01 46 11 31 97. Conception graphique et réalisation : Eric Rillardon (Séttra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère. 2, rue Monge- BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-094655-3 © Séttra - 2008

L'expertise et la réparation du pont en arc à Maameltein (Liban)

Raja Asmar, Emmanuel Bouchon, Jean-Pierre Buys, Dominique Deschamps, Béchara Kassis, Antoine Salame, Wadih Salha, Philippe Vion



Figure 1 : plan de situation

Introduction

Le pont P3 assurant le franchissement d'un vallon par l'autoroute Beyrouth-Tripoli a été construit entre 1964 et 1965, il est situé à 20 kilomètres au nord de Beyrouth sur la commune de Maameltein dans la baie de Jounieh (figure 1).

Le pont est constitué de deux ouvrages parallèles, distants de deux centimètres, d'une longueur totale de 140 m. Chaque ouvrage comporte deux arcs de 94 m d'ouverture, supportant un tablier à dalle nervurée qui repose, en dehors du nœud central de 33 m, sur des pilettes.

Le pont a subi des dommages importants suites à des bombardements le 4 août 2006, mais il ne s'est pas effondré.

À cette occasion une mission de conseil a été confiée au Sétra pour participer à l'élaboration de l'avant projet de réparation du pont. L'avant-projet consistait à expertiser, recalculer et proposer des principes de réparation. Le Sétra et le bureau d'études Libanais Gicome ont remis leurs propositions en septembre 2006.

Fin septembre, le marché de réparation a été confié par le Conseil de Développement et de Reconstruction du Liban (CDR) au groupement d'entreprises Freyssinet - Butec. À la demande de ce groupement une nouvelle mission a été confiée au Sétra en accord avec Gicome pour participer à l'inspection de l'ouvrage, aux études définissant les principes de réparation, au contrôle

externe des études d'exécution et du phasage de reconstitution. Le Casino du Liban a financé la réparation du pont sous forme d'un don, et a reçu de ce fait une délégation de maîtrise d'ouvrage du CDR.

Le présent article concerne la réparation de l'ouvrage depuis l'expertise jusqu'à la fin du chantier. Il présente les différents choix techniques, analyse les dispositions retenues et retrace les enseignements tirés de ce projet singulier.

L'ouvrage existant

Le pont est en alignement droit, orienté Nord-Sud. Le profil en long présente un point haut au niveau de la clé de l'arc et des pentes constantes de 0,5 % vers les abouts (figure 2). Le pont est constitué de deux ouvrages indépendants, l'ouvrage amont supporte la chaussée de l'autoroute en direction de Tripoli et l'ouvrage aval supporte la chaussée de l'autoroute en direction de Beyrouth.

Pour chaque sens de circulation le profil en travers est défini par : un trottoir de 1 m de largeur, une chaussée de 9 m, un terre plein central de 3 m, soit une largeur totale de 13,00 m (figure 3). La plateforme autoroutière est en toit, avec un raccordement parabolique central de 6 m de largeur, deux pentes à 2 % vers l'extérieur de 9 m chacune, et deux horizontales de 1 m chacune. La couche de roulement a une épaisseur de 6 cm, et il n'y a pas de couche d'étanchéité. Le vallon a une profondeur maximum de



Photo 1 : vue du pont depuis l'aval – Source : Antoine Salamé (Gicome)

55 m, il est légèrement dissymétrique avec une pente plus raide côté Tripoli.

Chaque ouvrage comporte deux arcs en caisson monocellulaire distants de 6,50 m entre axes (figures 4a et 4b). La hauteur du caisson est de 2,14 m au droit des naissances et de 2,00 m sur le reste de l'ouvrage. Les âmes ont une épaisseur de 25 cm avec un épaisissement de 15 cm en partie supérieure sur une hauteur de 75 cm. L'épaisseur du hourdis supérieur est de 26 cm au droit des naissances et de 18 cm sur le reste de l'ouvrage. L'épaisseur du hourdis inférieur varie de 54 cm aux naissances à 18 cm à la clé. Les arcs ont été construits sur cintre.

Chaque arc comporte un nœud central d'une longueur de 33,45 m. Dans la zone de clé sur 17,05 m le hourdis supérieur du caisson des arcs est confondu avec la dalle du tablier, les âmes et leur endossement font office

de nervures. Sur une longueur de 8,20 m de part et d'autre de la zone centrale, le tablier en dalle nervurée est relié aux caissons par les nervures et des murettes qui les prolongent.

Dans la zone courante la dalle nervurée est reliée à l'arc par l'intermédiaire de pilettes distantes de 8,20 m entre axes. Les pilettes sont constituées de deux poteaux de 0,25 × 0,75 m réunis deux à deux par un voile 0,15 × 2,20 m.

En dehors de l'arc, il y a trois pilettes côté Beyrouth et deux coté Tripoli, la première pilette étant fondée sur le massif de l'arc (figure 2). Toutes les pilettes sont encastées sur l'arc et le tablier sauf la dernière pilette côté Tripoli qui est articulée en tête. Aux abouts le tablier est en appui simple sur les culées à mur de front.

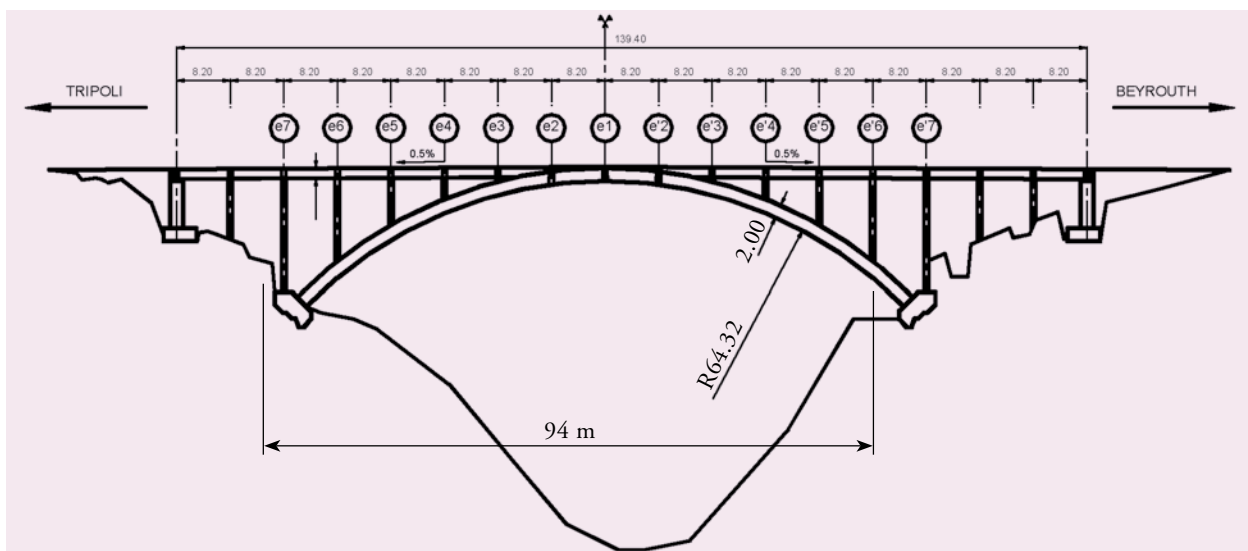


Figure 2 : coupe longitudinale

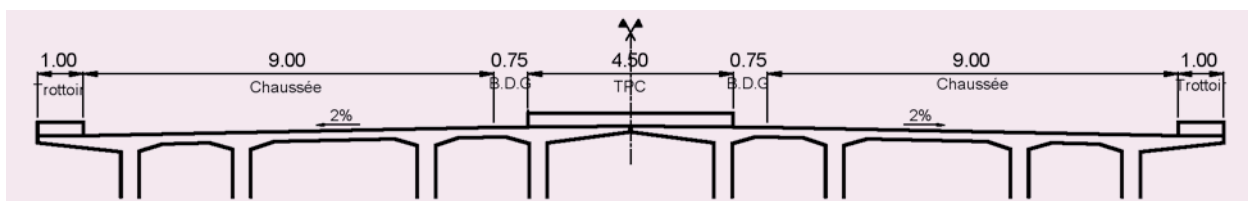


Figure 3 : Profil en travers fonctionnel pour les deux ouvrages

Chaque tablier est constitué d'une dalle de 18 cm d'épaisseur supportée par quatre nervures hautes, une paire associée à chaque arc (figures 4a, 4b). Des goussets d'une épaisseur de 15 cm assurent la jonction avec les nervures. L'épaisseur des hourdis en encorbellement varie de 12 cm en rive à 33 cm à l'enracinement sur les nervures. La largeur des nervures est de 40 cm et l'entraxe entre une paire

de nervures est de 2,45 m. Compte tenu de la pente transversale, la hauteur des nervures, y compris le hourdis, varie de 1,325 à 1,51 m. Les nervures sont reliées transversalement par des entretoises espacées de 8,20 m entre axes. L'épaisseur des entretoises est de 65 cm. L'entretoise à la clé de l'ouvrage est notée e1, les entretoises côté Tripoli sont notées de e2 à e7, celles côté Beyrouth de e'2 à e'7 (figure 2).

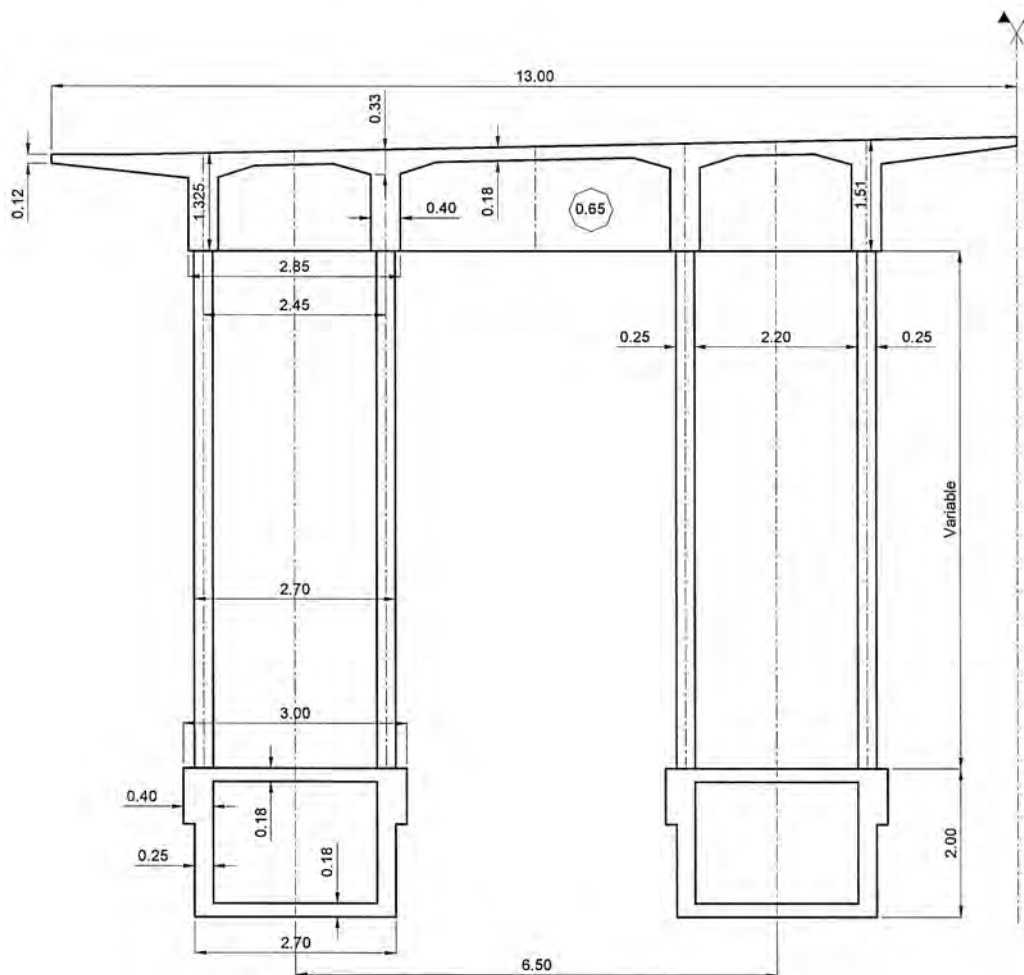


Figure 4a : coupe transversale d'un ouvrage au droit d'une pilette

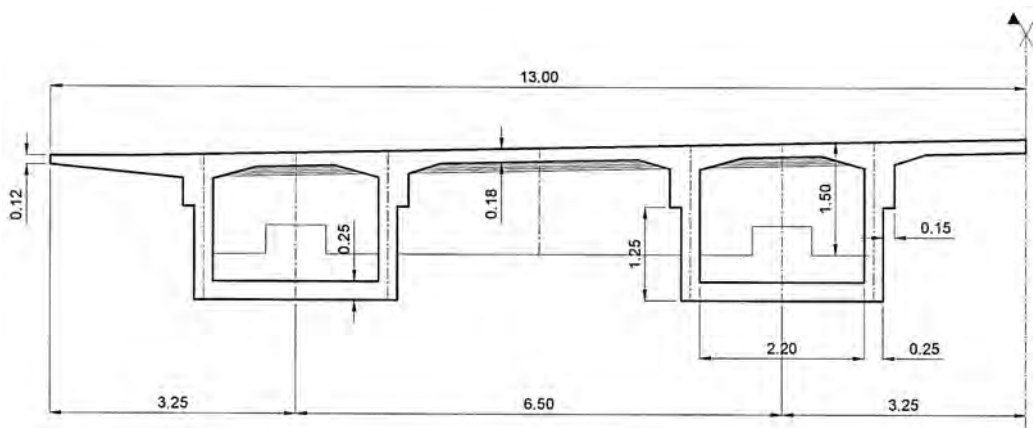


Figure 4b : coupe transversale d'un ouvrage à la clé

L'expertise

Au stade de l'avant-projet, les études ont été menées à partir des plans et d'extraits de la note de calculs d'origine, des relevés topographiques, des photos prises sur le site en août et septembre 2006.

Les relevés réalisés lors de la visite d'inspection du 25 septembre ont permis d'avoir un aperçu de l'ensemble des désordres sur les ouvrages. La mise en place de moyens d'accès a permis d'approcher la clé des arcs sous le tablier.

L'ouvrage amont est en service avec une seule voie de circulation et un trafic limité aux VL. L'ouvrage aval est fermé.

Les désordres

Les photos réalisées en août et septembre 2006 montrent que les points d'impacts principaux sont localisés au voisinage de la clé des ouvrages. Le plus abîmé est l'ouvrage aval, son arc côté amont est complètement sectionné.

Si on numérote de 1 à 4 les arcs depuis l'amont vers

l'aval, c'est l'arc 3 le plus endommagé, puis les arcs 2 et 4, enfin l'arc 1 qui a reçu un éclat côté aval (photos 2 et 3).

Les bombes utilisées sont vraisemblablement des bombes à fragmentation qui explosent à l'impact en libérant de nombreux éclats. Ces éclats ont provoqué des dégâts sur les quatre arcs et la majorité des pilettes. Le souffle de l'explosion a également entraîné des désordres importants sur l'arc 3 (photos 4a et 4b) et sur le tablier des deux ouvrages. Sous l'effet du souffle le hourdis supérieur de l'arc s'est soulevé entre pilettes le désolidarisant des âmes. Au droit des pilettes, le hourdis supérieur étant bloqué, c'est la jonction entre le hourdis inférieur et les âmes qui s'est fissurée.

Les désordres observés peuvent être classés en quatre catégories :

- des zones sectionnées où le béton est inexistant ;
- des zones très fissurées, voire fracturées, où le béton ne contribue plus à la résistance structurelle ;
- des zones fissurées où les fissures sont de quelques dixièmes de millimètre ;
- des zones où le béton est dégradé, et comporte des trous, éclats, épaufrures.



Photo 2 : désordres à la clé - vue depuis la chaussée aval
Source : Antoine Salamé (Gicome)

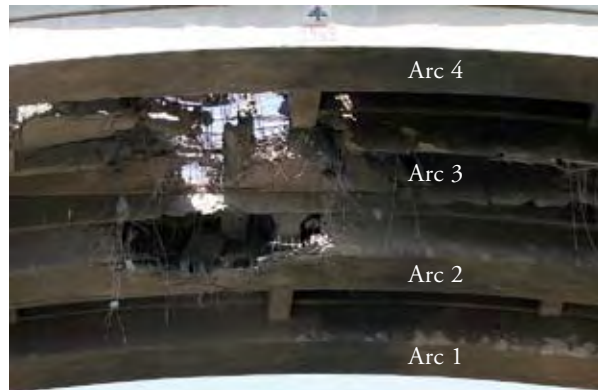


Photo 3 : désordres à la clé - vue de dessous
Source : Antoine Salamé (Gicome)



Photos 4a et 4b : désordres du hourdis supérieur de l'arc 3 côté Beyrouth (extérieur et intérieur) – Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)

La localisation des principaux désordres est récapitulée sur les figures 5 à 8.

Les investigations

Dans le cadre de l'expertise et à la demande du bureau d'études Gicome, la Société Assaco a réalisé le 15 septembre 2006 des essais de résistance à la compression du béton sur éprouvettes cylindriques, à partir d'échantillons prélevés en différents emplacements sur des blocs de béton sectionnés. Les résultats des quatre éprouvettes testées donnent des valeurs de résistance comprises entre 26 et 29 MPa. Pour la suite on a considéré que le béton avait une résistance C25/30.

À la demande de l'entreprise la Société Touma Engineering a réalisé le 6 novembre 2006 des essais de résistance à la compression du béton et des essais non destructifs au marteau Schmidt (scléromètre). Le but des essais non destructifs était de vérifier l'homogénéité du béton des arcs, des pilettes et du tablier. Les résultats des deux éprouvettes testées donnent des valeurs de résistance comprises entre 28 et 30 MPa. Les résultats des essais au marteau Schmidt donnent des valeurs homogènes sur l'ensemble des zones testées.

Les calculs

Modélisation

Les calculs de l'expertise ont été effectués à l'aide du programme à barres ST1 du Sétra en option tridimensionnelle, conjointement par le CROA du Sétra et le département technique de l'entreprise Freyssinet. Compte tenu de la grande similitude entre les ouvrages amont et aval, la trame de modélisation est identique pour les deux ouvrages.

Trois modèles ont été utilisés :

- un modèle complet de l'ouvrage avant bombardement

pour étudier la flexion générale d'un ouvrage avec prise en compte des surcharges (figure 9) ;

- un modèle de l'ouvrage amont après bombardement avec prise en compte des différentes étapes de la réparation et d'une circulation réduite ;
- un modèle de l'ouvrage aval après bombardement avec prise en compte des différentes étapes de la réparation.

Les axes du repère général sont notés X, Y et Z. La pente longitudinale de l'ouvrage, 0,5 % de part et d'autre de la clé, a été négligée. La pente transversale de l'ouvrage n'a pas été prise en compte pour des raisons de simplification, ainsi la hauteur des poutres longitudinales est identique et prise égale à la hauteur moyenne.

L'ensemble des nœuds du tablier est modélisé au niveau de la fibre moyenne des sections située à 0,406 m de l'intrados de l'ouvrage. Le tablier est modélisé par 4 poutres longitudinales. Le découpage longitudinal positionne les nœuds au droit des entretoises et à mi-distance de ces dernières selon un espacement de 4,10 m. L'espacement transversal est de 2,45 m entre les nervures latérales et de 4,05 m entre les nervures centrales. Des nœuds intermédiaires ont été rajoutés entre les nervures latérales au droit des entretoises. Ces nœuds situés à l'aplomb de la fibre moyenne des sections de pilettes correspondent à l'encastrement pilettes/tablier.

Les arcs sont modélisés au niveau de la fibre moyenne des sections. Chaque arc est modélisé en deux tronçons, les nœuds sont situés sur une parabole ayant un rayon de 65,39 m.

Les pilettes sont modélisées au niveau de la fibre moyenne des sections par une seule barre reliant la base aux nœuds du tablier, avec des excentricités pour tenir compte de la longueur réelle de chaque barre. Les pilettes appuyées sur le massif de fondation ont pour origine les nœuds situés aux naissances des arcs.

Les conditions d'appuis sont les suivantes : les arcs

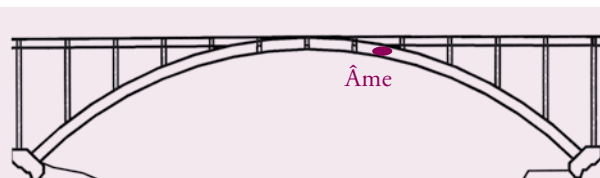


Figure 5 : élévation aval arc 1



Figure 6 : élévation aval arc 2

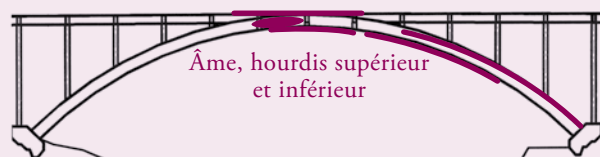


Figure 7 : élévation aval arc 3

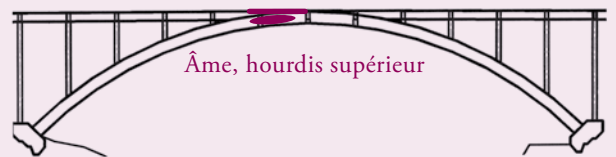


Figure 8 : élévation amont arc 4

sont encastrés aux naissances, les pilettes hors tablier sont encastrées en pied, les poutres longitudinales sont en appui simple au droit des culées, les pilettes de la dernière file avant la culée côté Tripoli (côté Nord) sont articulées en tête.

Il n'a pas été pris en compte de redistribution d'effort par fluage dans le modèle de flexion générale, car l'ouvrage a été construit sur cintre.

Conclusion du calcul de l'ouvrage amont

Les désordres sur l'ouvrage amont concernent l'arc 2 sur une dizaine de mètres au voisinage de la clé (âme aval et hourdis en encorbellement) et le hourdis intermédiaire à la clé. La continuité de l'ouvrage à la clé est assurée quasiment par l'ensemble de la section, hormis une portion d'âme, ce qui permet de transmettre correctement l'effort normal de compression des arcs. Pour figurer les parties d'ouvrage endommagées, les barres du modèle ont été retirées ou leurs caractéristiques ont été modifiées.

Les différentes étapes de la réparation ont été étudiées en comparant divers principes de mise en sécurité : le premier par haubanage et pylônes provisoires appuyés sur les massifs de l'arc ; le deuxième par haubanage, précontrainte extradossée et pylônes provisoires ; le troisième par précontrainte horizontale.

La mise en sécurité de l'ouvrage est nécessaire pour pouvoir passer le trafic à deux voies de circulation sur l'ouvrage tout en respectant les contraintes admissibles dans l'arc 1. Les résultats des calculs ont conduit à mettre en œuvre une précontrainte horizontale à l'extrados du tablier. Les deux familles de câbles, symétriques par rapport à la clé de l'arc 2, règnent du nœud central jusqu'aux culées (figure 10).

Les phases de calcul prennent en compte l'état après bombardement et les différentes étapes de la reconstitution : la mise en tension de la précontrainte de sécurité, les charges correspondant au trafic V1 avec deux voies de circulation, les charges des plates-

formes et du coffrage, le bétonnage, le vérinage à la clé, le clavage.

Conclusion du calcul de l'ouvrage aval

L'ouvrage aval est plus abîmé que l'ouvrage amont. La continuité à la clé est partielle, l'effort normal de compression des arcs passe par une section réduite à une partie de l'âme aval et des hourdis de l'arc 4. Pour figurer les parties d'ouvrage endommagées, les barres du modèle ont été retirées ou leurs caractéristiques ont été modifiées.

Les déplacements mesurés sur l'ouvrage aval après bombardement, 5 cm transversalement et 1 cm verticalement, se sont révélés cohérents et dans le même sens que les résultats du calcul théorique, 3 cm transversalement et 1 cm verticalement.

Les différentes étapes de la réparation ont été étudiées en comparant divers principes de sécurisation : le premier par haubanage et pylônes provisoires appuyés sur les massifs de l'arc ; le deuxième par haubanage, précontrainte extradossée et pylônes provisoires ; le troisième par précontrainte extradossée et précontrainte horizontale.

La mise en sécurité de l'ouvrage est indispensable pour supporter les deux demi-ouvrages pendant la reconstruction du nœud central et limiter la compression dans l'arc 4. Les résultats des calculs ont conduit à retenir une mise en sécurité par précontrainte extradossée et précontrainte horizontale (figure 11).

Les phases de calcul prennent en compte l'état après bombardement et les différentes étapes de la reconstitution : la mise en tension de la précontrainte de sécurité, les charges des plates-formes et du coffrage, le bétonnage du U inférieur, le vérinage à la clé, le bétonnage du hourdis supérieur. Le modèle prend en compte les différentes phases de la réparation, mais ne prend pas en compte la redistribution des efforts par fluage.

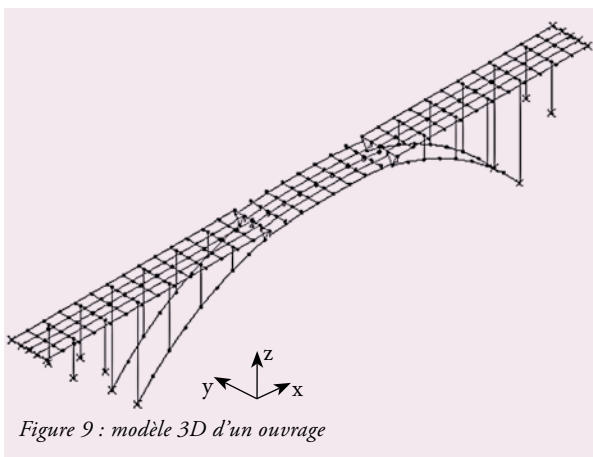


Figure 9 : modèle 3D d'un ouvrage

Les travaux de réparation

Principe général

Le principe général de la réparation a été le suivant :

- mise en sécurité de l'ouvrage amont par une précontrainte horizontale, puis reconstitution des parties endommagées sous trafic VL avec deux voies de circulation ;
- réparation de la partie inférieure de l'arc 3 côté sud entre la naissance de l'arc et la limite du nœud central

et reconstitution de l'arc 3 autour des massifs de liaison avec le tablier ;

- mise en sécurité de l'ouvrage aval par une précontrainte horizontale et une précontrainte extradossée, purge du béton dégradé, puis reconstitution des parties endommagées et injection des fissures ;
- mise en œuvre des équipements sur l'ouvrage aval ;
- basculement de la circulation sur l'ouvrage aval et mise en œuvre des équipements sur l'ouvrage amont.

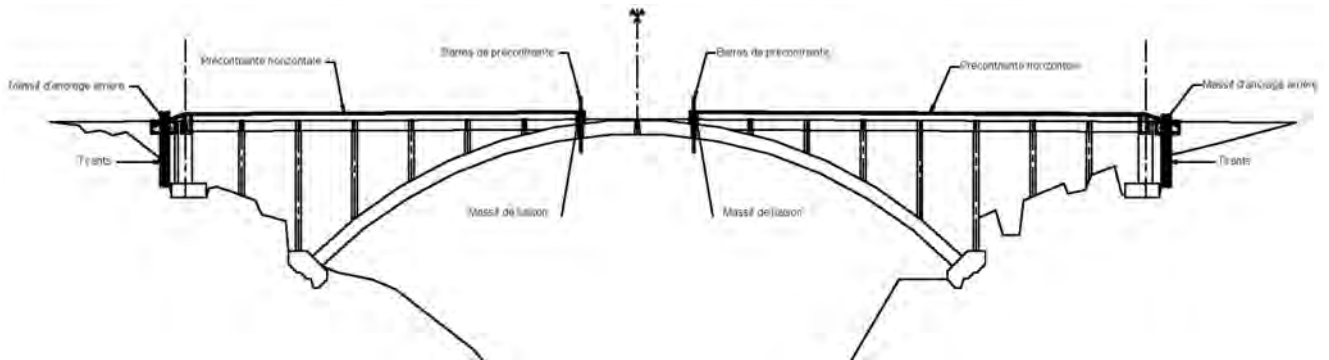


Figure 10 : principe de précontrainte provisoire - ouvrage amont



Photo 5 : massif d'ancrage arrière et bloc déviateur
Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)



Photo 6 : massif de liaison avec le tablier
Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)



Photo 7 : massif de liaison avec le tablier et barres de précontrainte (côté Beyrouth) – Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)

La mise en sécurité de l'ouvrage amont

L'ouvrage amont est sécurisé par 8 câbles 6T15 provisoires, 4 par côté (figure 10) situés dans l'axe de l'arc 2 et ancrés sur des massifs en béton armé. Chaque groupe de quatre câbles tient un demi-arc. La mise en œuvre de cette précontrainte horizontale a nécessité la réalisation de deux massifs d'ancrage et de deux blocs déviateurs situés au delà des culées (photo 5), deux massifs de liaison avec le tablier sont situés dans le nœud central de part et d'autre de la clé de l'arc 2 (photos 6 et 7). Chaque massif de liaison est ancré à l'aide de 10 barres de précontrainte. Chaque massif arrière est ancré à l'aide de 6 tirants 7T15 de 18 m prétendus à 130 t.

La réparation de l'ouvrage amont

Après sa mise en sécurité, l'ouvrage amont a été ouvert au trafic VL sur deux voies. Un portique a été disposé avant l'ouvrage, côté Beyrouth, pour limiter le gabarit de circulation à 2,30 m.

Les travaux se poursuivent par la mise en place d'une plate-forme (photo 8) pour la reconstitution du hourdis inférieur et de l'âme de l'arc 2 endommagés. La plate-forme est suspendue par des barres ancrées sur des traverses métalliques posées sur le tablier. Après purge du béton et reprise des armatures (photo 9), le hourdis et l'âme sont ferrailés, coffrés et bétonnés.

Une compensation de l'arc 2 à la clé a été réalisée avec un effort de vérinage de 250 t. Les vérins ont été mis en œuvre dans le joint de clavage : trois au niveau du hourdis inférieur (photo 10) et un vérin dans chacune des âmes. Les âmes et le hourdis inférieur ont été épaissis pour disposer les vérins et faciliter la diffusion des efforts concentrés. Enfin, le joint de clavage a été bétonné (photo 11). Ensuite, les câbles provisoires ont été détendus, ce qui a complété la poussée de l'arc.

Après reconstruction de l'ouvrage amont, il a été réalisé des épreuves de chargement. Un contrôle visuel a été effectué à l'intérieur du caisson et sur les faces externes visibles, aucune fissuration n'a été observée.



*Photo 8 : mise en place des plates-formes
Source : Jean-Pierre Buys (Freysinet)*



Photo 9 : mise en place du ferrailage à la clé de l'arc 2 – Source : Jean-Pierre Buys (Freysinet)



*Photo 10 : vérins au niveau du hourdis inférieur
Source : Jean-Pierre Buys (Freysinet)*



Photo 11 : joint de clavage bétonné – Source : Jean-Pierre Buys (Freysinet)

Les phases préparatoires à la reconstitution de l'ouvrage aval

Pour pouvoir mettre en tension la précontrainte de sécurité sur l'ouvrage aval, il est indispensable de restaurer l'arc et le tablier au-delà des ancrages. L'entreprise a donc réparé les hourdis supérieur et inférieur de l'arc 3 côté Beyrouth, entre la naissance de l'arc et l'entretoise e'2 et les zones situées autour des massifs de liaison avec le tablier.

L'entreprise a reconstitué dans une première phase le hourdis supérieur entre e'7 et e'6, e'6 et e'5, e'5 et e'4 (figure 2). Après démolition du hourdis supérieur entre pilettes, les armatures de jonction avec les âmes et les armatures du caisson de l'arc sont mises en place, le hourdis est coffré et bétonné (photo 12).

Dans une deuxième phase l'entreprise a réparé le hourdis inférieur au droit de e'6, e'5 et e'4. Pour remplacer le hourdis inférieur, l'entreprise a mis en œuvre des plates-formes sous chaque pilettes (photo 13). Le béton est démoli au marteau-piqueur (photo 14). La reconstruction se poursuit par la reprise des armatures, le coffrage et le bétonnage.

Au cours de la troisième phase, l'entreprise a reconstitué le hourdis supérieur entre e'4 et e'3, e'3 et e'2, pour finir le hourdis inférieur au droit de e'3.



Photo 12 : bétonnage du hourdis supérieur de l'arc 3
Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)

La mise en sécurité de l'ouvrage aval

Une fois achevée la réparation de la partie inférieure de l'arc 3 et la reconstitution de l'arc 3 autour des massifs de liaison avec le tablier, l'entreprise a mis en tension les 8 câbles provisoires (4 par côté) pour la mise en sécurité de l'ouvrage aval. Les câbles positionnés au-dessus de l'arc 3 sont de deux types : une précontrainte horizontale 10T15 et une précontrainte extradossée 12T15. Chaque groupe de quatre câbles supporte un demi-arc (figure 11). Chaque câble horizontal est tendu à 75 t et chaque câble extradossé est tendu à 123 t.

La mise en œuvre des câbles a nécessité la réalisation de deux massifs d'ancrage et deux blocs déviateurs situés dans l'axe au delà des culées, deux pylônes provisoires et quatre massifs de liaison situés de part et d'autre de la clé de l'arc 3 au droit des entretoises e2, e'2, e3 et e'3 (photo 15). Chaque massif arrière est ancré à l'aide de tirants.

Les pylônes provisoires sont constitués de quatre tubes métalliques remplis de béton et contreventés (photo 16).

Les blocs d'ancrage de la précontrainte horizontale sont situés à 3,5 m des entretoises e'3 et e3. Ils sont



Photo 13 : plate-forme sous e'4 – Source : Philippe Vion (Sétra)



Photo 14 : démolition du hourdis inférieur
Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)

coulés sur la dalle du tablier et liaisonnés à la structure par six barres verticales de précontraintes. Les barres traversent le bloc et une entretoise de renfort, large d'un mètre, qui est coulée au contact de la dalle, du hourdis supérieur de l'arc et des âmes. Les surfaces de contact sont repiquées afin d'améliorer le coefficient de frottement.

Les blocs d'ancrage de la précontrainte extradossée sont situés à cheval sur les entretoises e'2 et e2. La dimension en plan des blocs est de 1 m par 1,5 m pour une épaisseur de 50 cm. Ils sont coulés sur la dalle du tablier et liaisonnés à la structure par 4 barres de précontraintes de 40 mm de diamètre. Les entretoises sont épaissies afin de pouvoir ancrer les barres qui sont tendues à 70 % de leur limite de rupture.

La réparation de l'ouvrage aval

Nous récapitulons ci-dessous les phases de réparation de l'ouvrage aval.

Phases préparatoires (avant la mise en sécurité)

- Reconstitution des arcs 3 et 4 à l'arrière des massifs de liaison de la précontrainte de sécurité :
 - démolition de l'âme aval de l'arc 3 sur 3 m de longueur,

- reconstruction de l'âme aval avec épaissement de 10 cm,
- épaissement des âmes de l'arc 3 sur 4 m de longueur et 10 cm d'épaisseur à l'arrière des blocs,
- épaissement du hourdis inférieur de l'arc 4 sur 15 m de longueur et 10 cm d'épaisseur ;
- Reconstitution de l'arc 3 entre les massifs de liaison et l'entretoise e2 côté Tripoli :
 - mise en place des plates-formes de travail,
 - injection des fissures sur les nervures de l'arc 3 (photos 19a et 19b),
 - coffrage du U inférieur, ferrailage et bétonnage du hourdis inférieur,
 - ferrailage et bétonnage des âmes,
 - coffrage, ferrailage et bétonnage de l'entretoise e2 et du hourdis supérieur,
 - ferrailage et bétonnage des encorbellements,
 - ferrailage et bétonnage des blocs d'ancrage de la précontrainte extradossée.

Mise en sécurité

- Mise en tension de la précontrainte provisoire.

Reconstitution du caisson de l'arc 4

- Mise en place des plates-formes pour la reconstitution de l'arc 4 ;
- Reconstitution du caisson avec épaissement des âmes entre les entretoises e1 et e3.

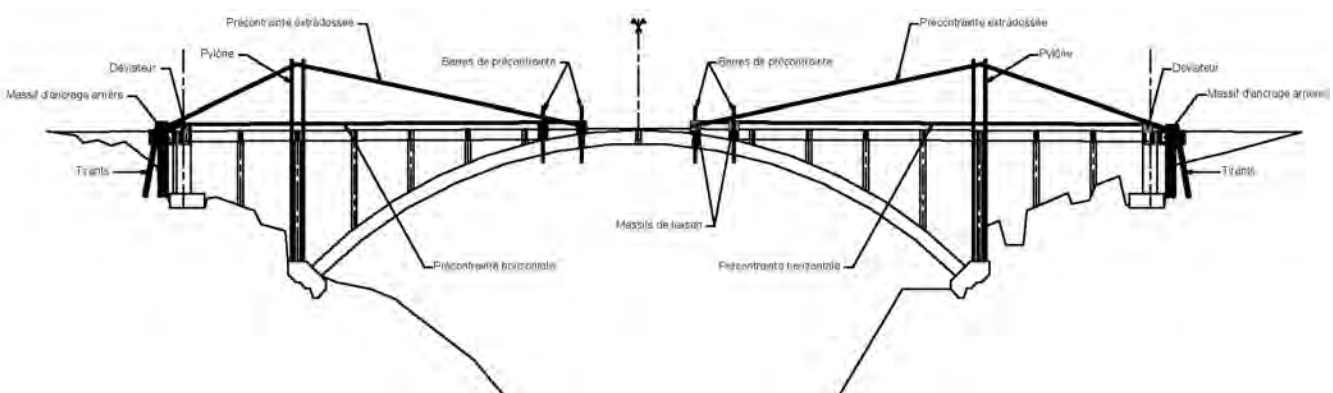


Figure 11 : principe de précontrainte provisoire - ouvrage aval



Photo 15 : massifs de liaison et précontrainte de sécurité
Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)



Photo 16 : pylône et précontrainte extradossée
Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)

Reconstitution de l'arc 3 dans le nœud central

- Démolition des zones fracturées et du béton dégradé de la dalle et de l'arc 3 (photo 17) ;
- Mise en place des plates-formes pour la reconstruction de l'arc 3 ;
- Coffrage du U inférieur, ferrailage et bétonnage du hourdis inférieur ;
- Ferrailage et bétonnage des âmes de chaque côté du joint de clavage, 15 m côté Tripoli et 10 m côté Beyrouth (photo 18) ;
- Compensation de l'arc 3 à la clé à l'aide de vérins (5 × 60 t) ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage des joints de vérinage ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage du hourdis supérieur et de l'entretoise e1 au droit de l'arc.

Reconstitution du tablier dans le nœud central

- Démolition du hourdis supérieur entre les arcs 3 et 4 ;
- Coffrage, ferrailage et bétonnage du hourdis supérieur et entretoises entre les arcs 3 et 4 par plots successifs ;

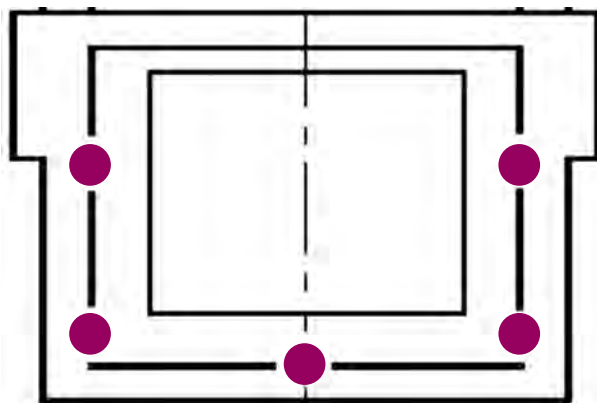


Figure 12 : principe de vérinage - ouvrage aval



Photo 18 : joint de clavage de l'arc 3 – Source : Jean-Pierre Buys (Freysinet)

- Coffrage, ferrailage et bétonnage des hourdis en encorbellement par plots successifs ;
- Démontage de la précontrainte de sécurité ;
- Renforcement de l'entretoise e1 par tissu en fibre de carbone (TFC).

Finitions

- Traitement des fissures restantes par injection et/ou mise en œuvre de TFC ;
- Mise en œuvre de l'enrobé et des superstructures ;
- Essais de chargement.

Pour compenser une légère fissuration, les âmes et le hourdis inférieur de l'arc 4 ont été épaissis sur une vingtaine de mètres côté Tripoli.

Une compensation de l'arc 3 à la clé a été réalisée avec un effort de vérinage de 300 t. Les vérins ont été mis en œuvre dans le joint de clavage : un au niveau du hourdis inférieur, deux dans chacune des âmes dont un situé à la base (figure 12). Les âmes et le hourdis inférieur ont été épaissis pour faciliter leur mise en œuvre. Ensuite, les câbles provisoires ont été détendus, ce qui a complété la poussée de l'arc.



Photo 17 : démolition de l'arc 3 – Source : Jean-Pierre Buys (Freysinet)



Photos 19a et 19b : injection des fissures – Source : Philippe Vion (Sétra)

Conclusions

Les travaux de réparation du pont de Maameltein se sont achevés en juillet 2007 après une durée d'environ huit mois. Le chantier s'est déroulé dans d'excellentes conditions à la plus grande satisfaction de tous. Le montant total de la réparation s'élève à 3 millions de dollars. Le coût de construction d'un ouvrage neuf identique est évalué à 15 millions de dollars par les consultants libanais, voire 17 millions de dollars dans le contexte économique actuel, sans compter la démolition.

Cette réussite témoigne d'un partenariat particulièrement réussi entre les Ingénieurs consultants du Liban, le Casino du Liban, les services centraux de l'État Français représentés par le Sétra, et les Entreprises Freyssinet et Butec ■

Les intervenants

Maîtrise d'ouvrage : Casino du Liban, donateur ayant reçu de ce fait une délégation du CDR.

Maîtrise d'œuvre : Dar Al Handasah Nazi Taleb & Partners.

Entreprise générale / Groupement : Freyssinet-Butec Joint Venture.

Bureau d'études : Freyssinet - Sétra - Gicome.

Sous traitant : Société Profond pour la réalisation des tirants dans le sol.



Photos 20, 21 et 22 : vues de l'ouvrage terminé – Source : Jean-Pierre Buys (Freyssinet)

Viaduc de Saint-Cloud

Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs

Première partie : réflexions initiales et conception des absorbeurs

Pascal Charles, Evelyne Humbert

Quelques ruptures de câbles de précontrainte extérieure protégés par du coulis de ciment au contact des armatures ont été observées en France ces dernières années. La note d'information n° 29 Sétra/LCPC de décembre 2007 présente l'état des connaissances sur le sujet et fait des recommandations sur les investigations qui peuvent être réalisées pour évaluer l'état d'une précontrainte extérieure, sur les consignes de sécurité à appliquer et sur la conduite à tenir en cas de doute sur un câble ou en cas de rupture constatée.

Cette note est disponible sur le site internet du Sétra :

<http://www.setra.equipement.gouv.fr/Note-de-sensibilisation-sur-les.html>

Le cas du viaduc de Pont-à-Mousson a fait l'objet d'une présentation dans le précédent numéro du bulletin « Ouvrages d'art » de novembre 2007.

Le présent document est la première partie d'un article qui décrit l'ensemble des réflexions menées pour réparer avec l'aide de dispositifs absorbeurs d'énergie la précontrainte additionnelle d'un autre ouvrage, le viaduc de Saint-Cloud, suite à la découverte de la rupture d'un câble de précontrainte en mars 1998.

Cette première partie présente le processus qui a conduit à l'idée de concevoir des dispositifs absorbeurs d'énergie, et la conception de ces absorbeurs. La seconde partie de l'article, présentera dans le prochain numéro du bulletin « Ouvrages d'art » les adaptations de ce système au viaduc de Saint-Cloud, ainsi que la mise en œuvre et le retour d'expérience.

Cet article est le fruit d'un travail collectif auquel ont participé également Pierre Brevet, Marwan Dannawi, Thierry Kretz, Jean-Michel Lacombe, Pierre Peyrac, Christian Tessier.



Photo 1 : vue générale du viaduc – Source : Sétra

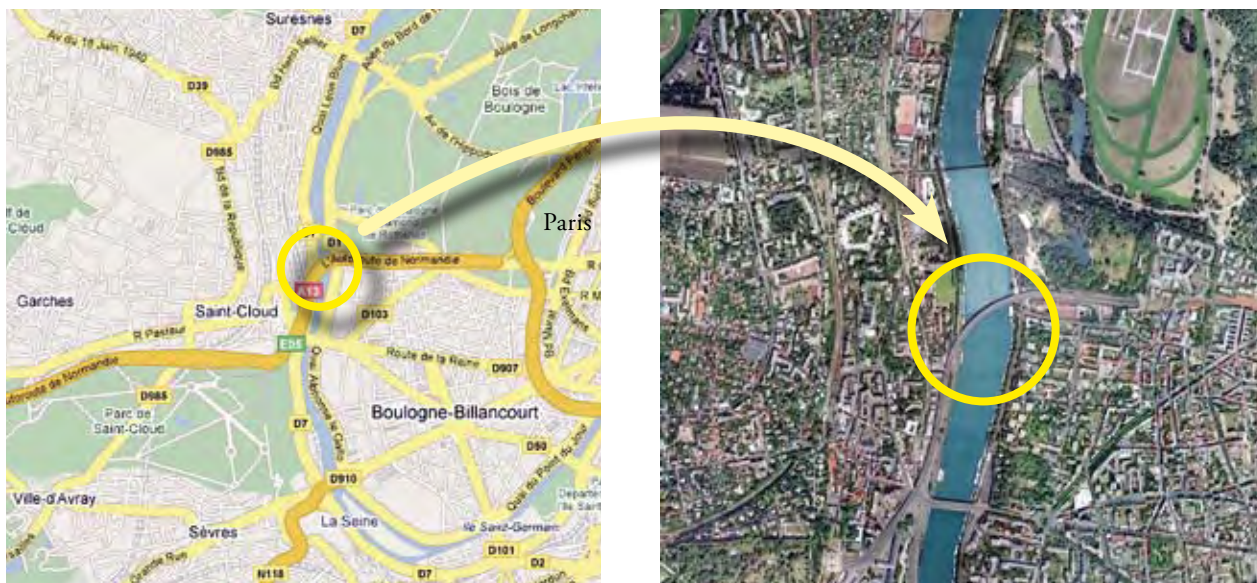


Figure 1 : plan de situation et vue aérienne

Description de l'ouvrage et des désordres

Situation

Le viaduc supporte l'autoroute A13 au niveau de la commune de Saint-Cloud (Hauts-de-Seine) à la sortie de Paris après la tranchée couverte Ambroise Paré et avant le tunnel de Saint-Cloud. Il est constitué de deux ouvrages dont l'un franchit la Seine et l'autre porte l'autoroute au-dessus de la Route Départementale 7.

Conception d'origine

L'ensemble de l'ouvrage, long de 1 103 m, comprend le pont sur la Seine et le viaduc d'accès. Ses deux

parties mesurent respectivement 529 m et 574 m. Il comprend 16 travées variant de 64,00 m à 101,75 m, avec une travée de 42 m en rive gauche et une autre de 49 m en rive droite (figure 2). Les deux ouvrages sont reliés entre eux par un appui cantilever, la jonction se faisant par l'intermédiaire de deux appareils d'appui en caoutchouc fretté. On distingue donc le « viaduc d'accès » en sortie de tunnel côté Saint-Cloud (culée C1 jusqu'au cantilever), et le « pont sur Seine » (cantilever jusqu'à la culée C2) côté Boulogne. La première partie de l'ouvrage (de C1 à P5) est de largeur variable (17 m à 20,40 m) et la seconde partie (de P5 à C2) de largeur constante égale à 20,40 m.

L'ouvrage est constitué d'un tablier en béton précontraint, d'un élanement de $1/28^\circ$, de hauteur constante de 3,60 m. La structure est une poutre caisson

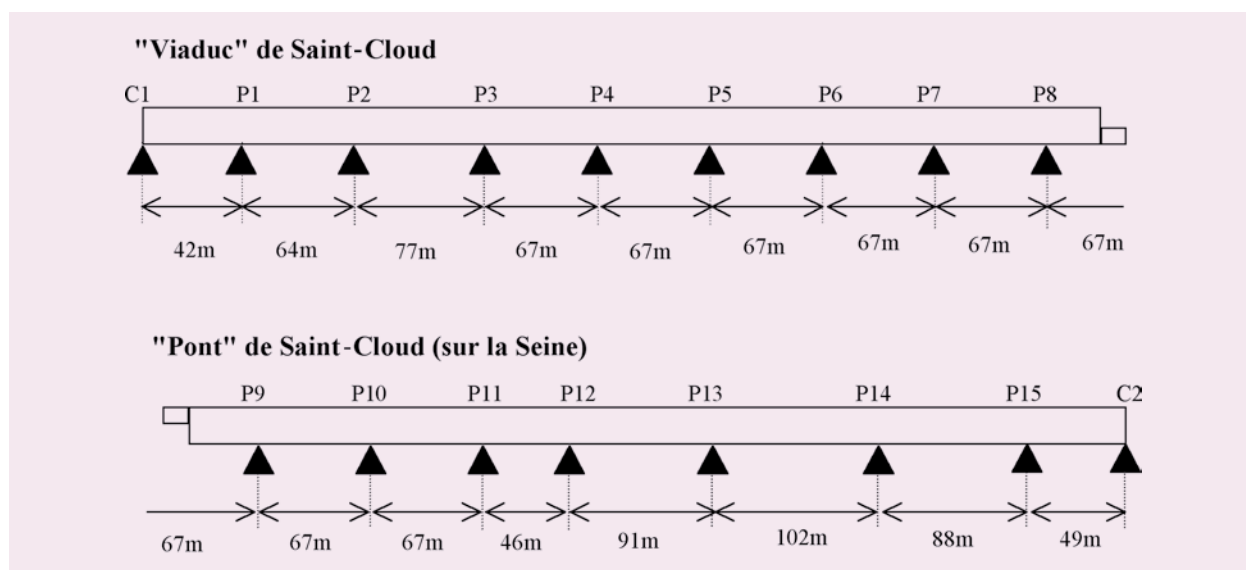


Figure 2 : coupe longitudinale des deux ouvrages reliés par un appui cantilever

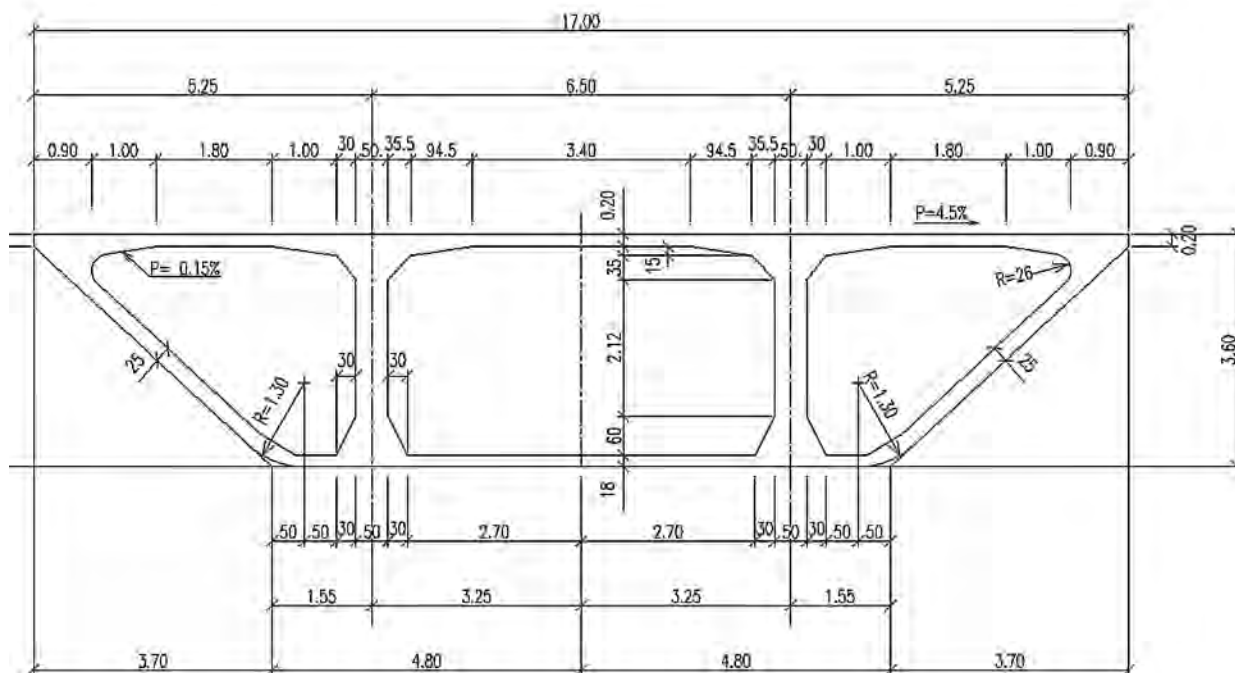


Figure 3 : coupe transversale type

à trois alvéoles construite sur la base de voussoirs à joints conjugués collés, posés par encorbellements successifs à partir des piles.

L'ouvrage a été réalisé par l'entreprise Campenon Bernard entre 1972 et 1974. La conception d'origine, réalisée sur la base du règlement de précontrainte « IP1 », ne prévoyait que de la précontrainte intérieure au béton, constituée de câbles 12T13 tendus à 120 tonnes. Le béton est un B35. L'ouvrage est précontraint transversalement.

Le hourdis inférieur est d'épaisseur variable le long de l'ouvrage, les âmes étant d'épaisseur constante sauf sur les grandes travées où elles sont plus épaisses. L'alvéole centrale est de largeur constante alors que les alvéoles latérales sont de largeur variable dans la zone où le pont est de largeur variable. La figure 3 présente une coupe transversale type de l'ouvrage.

Renforcement par précontrainte additionnelle

A la suite de la publication de la circulaire ministérielle du 2 avril 1975 relative notamment aux redistributions d'efforts par fluage et aux effets du gradient thermique dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, un nouvel examen de la note de calcul des tabliers a été entrepris en vue de déterminer l'incidence des phénomènes définis par cette circulaire qui n'avaient pas été pris en compte lors de la conception de l'ouvrage.

Cet examen a fait apparaître qu'en tenant compte des dispositions de la circulaire susvisée, des contraintes de traction relativement importantes devaient exister en certains points des hourdis inférieurs des travées du pont sur la Seine et des travées les plus longues du viaduc d'accès. Ces contraintes ont été confirmées par une inspection détaillée, des fissures ont été en effet décelées dans certains joints entre voussoirs.



Photos 2 : intérieur du viaduc avec la précontrainte additionnelle – Source : Pascal Charles (Sétra)

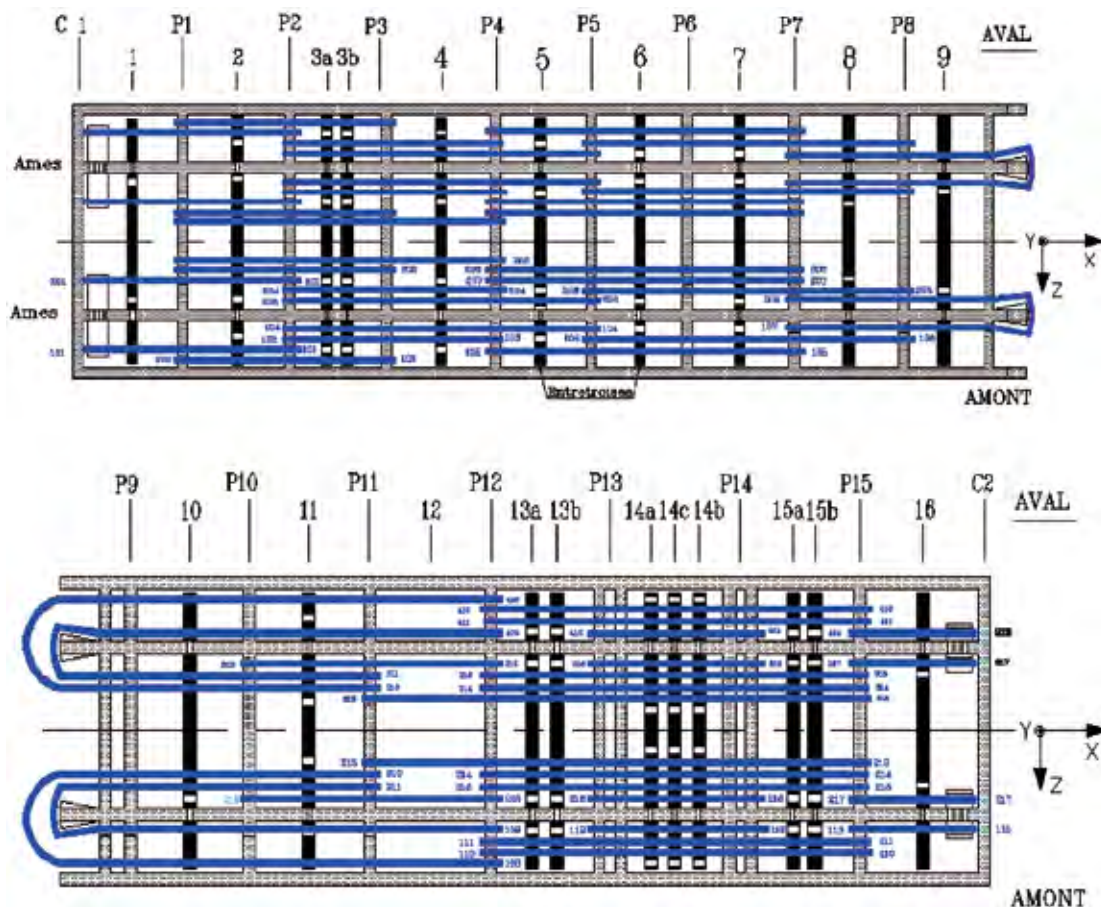


Figure 4 : schéma de la précontrainte additionnelle dans le viaduc d'accès (C1 à P8 en haut) et le pont sur la Seine (P9 à C2 en bas)

Pour remédier à ces désordres un confortement général de l'ouvrage a été entrepris consistant en un renforcement de la précontrainte existante au moyen de câbles extérieurs 12T15 mis en place à l'intérieur des caissons. Ces travaux ont été confiés à l'entreprise ayant réalisé l'ouvrage.

Les travaux de confortement se sont déroulés de 1979 à 1981 et ont consisté en l'ajout de 60 câbles 12T15 représentant 10 000 m avec des câbles pouvant aller jusqu'à 300 m et régnant sur 4 grandes travées au maximum.



Photo 3 : détail du cantilever et du câblage - Source : Rst

La mise en place de cette précontrainte additionnelle a nécessité d'une part de couler des déviateurs solidarisés aux voussoirs par l'intermédiaire de barres de clouage (barres Dywidag), et d'autre part d'aménager les entretoises existantes pour disposer les ancrages. De plus, au niveau des culées, des blocs de béton en béton cloués aux âmes ont été réalisés car il n'était pas possible d'utiliser l'entretoise d'about.

On peut aussi noter une particularité au niveau du cantilever à la jonction entre les deux ouvrages. Les câbles issus d'une entretoise font le tour du cantilever et reviennent sur une autre entretoise proche de la première (ou la même). Ceci permet d'avoir l'effet de deux câbles avec seulement deux ancrages en profitant du massif de béton important supportant l'appareil d'appui du cantilever. L'inconvénient de cette disposition est que le câble ne peut tourner tel quel autour du cantilever. Les torons sortent de leur gaine générale, s'épanouissent dans un bloc de béton puis font le tour du cantilever après être sortis du bloc de béton. Les torons à nu sont alors protégés dans une gaine métallique.

Désordres rencontrés

Le 19 mars 1998, lors d'une inspection du réseau électrique de l'ouvrage, un câble de précontrainte extérieure rompu a été découvert dans le viaduc. Comme il s'agit d'une précontrainte additionnelle, cela n'avait pas d'incidence sur la résistance à court terme de l'ouvrage mais la compréhension de ce qui s'était passé n'était pas évidente. Une équipe pluridisciplinaire importante du RST s'est tout de suite mobilisée. Elle comprenait des ingénieurs du Sétra (service d'Études techniques des routes et autoroutes), du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), du LREP (Laboratoire Régional de l'Est Parisien) et de la DREIF (Direction Régionale de l'Équipement d'Île de France).

Le câble a cédé vers son milieu dans une zone de tracé horizontal parallèle au hourdis inférieur de l'ouvrage. L'effort a été brutalement libéré en une seule fois. Le câble s'est déplacé vers ses ancrages. À proximité de ceux-ci il a fait des boucles d'environ 3 m de diamètre. Il s'agissait d'un câble d'une alvéole latérale et il n'avait pas posé de difficultés particulières à la mise en œuvre.

Divers échantillons de ce câble ont été analysés tant au niveau des aciers que du coulis d'injection. Les analyses de l'acier ont montré qu'il n'y avait pas d'anomalie chimique. Les essais de fatigue de traction ondulée et les essais de traction déviée ont donné de bons résultats. Les torons présentent cependant des amorces de fissures et les essais de traction donnent des résultats inférieurs à la normale.

L'examen visuel du coulis après ouverture des gaines sur divers morceaux de câbles a montré une ségrégation du coulis avec une couche blanchâtre pâteuse en partie haute. Cette pâte blanche présentait une teneur en eau

anormalement élevée et elle était en contact avec les torons. C'est elle qui a contribué au développement de la corrosion.

Les analyses effectuées ont confirmé la composition du coulis avec un ciment de type CPA8CEM1 et 2 adjuvants le SIKA BV 40 et le SIKA AER. La pâte blanche avait une composition proche de celle des coulis, mais elle présentait un enrichissement important en alcalins et en adjuvant. Une incompatibilité ciment-adjuvant explique le phénomène de ségrégation par densité entre la pâte de ciment en cours d'hydratation et certaines phases minérales telles que l'ettringite. Ceci se traduit par une forte basicité de la pâte blanche.

Après analyse, la cause de la rupture a été déterminée. Il s'agit d'un phénomène de corrosion fissurante sous tension, qui est un type de corrosion assez différent de la corrosion classique (pour laquelle la formation continue de rouille réduit progressivement la section résistante jusqu'à rupture). La corrosion fissurante sous tension se manifeste par une rupture fragile et brutale des torons sous tension, sans que rien ne l'ait laissé prévoir. Ce phénomène est dû à la destruction des liaisons intercrystallines par certains agents dilatants ou corrosifs. Cette corrosion sous contrainte est liée au fait que le câble subit l'application d'une contrainte mécanique (statique ou lentement variable). Lorsque les conditions d'environnement du câble sont susceptibles de provoquer une corrosion localisée sur sa surface (initialement recouverte d'un film passif), la corrosion sous contrainte peut apparaître en faisant intervenir principalement deux mécanismes : la dissolution électrochimique sélective des zones anodiques du métal, et l'effet fragilisant de l'hydrogène issu de la réaction cathodique, qui se diffuse dans le réseau. Elle se manifeste alors par la propagation



Photos 4 : câble rompu dans le viaduc de Saint-Cloud ; épluchage de la gaine au passage du déviateur – Source : RST

de fissures (perpendiculairement à la plus grande contrainte), qui peuvent être inter ou transgranulaires. Ce phénomène de corrosion fissurante se déroule suivant trois phases :

- l'amorçage des fissures ;
- la fissuration lente et discontinue, par sauts successifs ;
- la propagation brutale et la rupture fragile de la pièce.

Ce fut le cas pour le câble rompu du viaduc de Saint-Cloud, mal protégé et cela risquait de se reproduire pour une grande partie des autres câbles. L'analyse de ce qui s'est passé au moment de la rupture est indispensable pour expliquer les déformées du câble constatées et surtout répondre à la question suivante : la sécurité des personnes participant à des investigations dans l'ouvrage est-elle assurée ?

Compréhension de la cinématique de rupture

Un câble s'était donc rompu dans une section, s'était détendu et avait été retrouvé avec des boucles de grande ampleur au niveau des ancrages.

Pour comprendre, il a été très vite décidé de chercher à reproduire une rupture pour analyser dans le détail l'événement et chercher comment s'en protéger. Une recherche sur des études de ce type au niveau international a montré que ce sujet n'avait pas été abordé. Les sociétés de précontrainte consultées n'ont pas non plus amené d'éléments intéressants. Il semblait vraisemblable que le flambement du câble lors de la rupture explique sa déformée mais il fallait le démontrer.

Il a été décidé de mener 2 actions en parallèle :

- modéliser sur ordinateur la rupture à partir d'un logiciel permettant l'étude dynamique du flambement. Ces études ont été confiées à la SETEC ;
- réaliser un essai en vraie grandeur sur le banc d'essai du LCPC à Nantes. Compte tenu des caractéristiques géométriques du banc, l'essai a été mené sur un monotoron pour limiter les risques vis-à-vis de l'environnement.

Une bonne corrélation des résultats a été obtenue permettant d'expliquer ce qui se passe lors du flambement du câble.

Calculs théoriques

Le phénomène rencontré sur le viaduc de Saint-Cloud peut se résumer simplement de la manière suivante : un câble de précontrainte extérieure s'est rompu dans une section, s'est détendu puis a flambé en créant une boucle de grande amplitude au niveau de l'un de ses ancrages. Par ailleurs, il est probable que ce flambement au niveau de l'ancrage se soit accompagné d'un fouettement dynamique de la partie arrière du câble, qui n'était plus retenue latéralement.

Ce phénomène est très complexe à analyser, puisqu'il fait appel à la fois à la théorie de la dynamique rapide des structures, aux grands déplacements pour introduire le flambement, ainsi qu'au couplage entre déplacements horizontaux et déplacements transversaux.

Le phénomène suivant la rupture du câble et conduisant au flambement dynamique de celui-ci, ainsi qu'à la formation de boucles de grande amplitude (plusieurs mètres), à des vitesses très élevées (plusieurs mètres par seconde) peut être décomposé en plusieurs phases. L'hypothèse fondamentale est le blocage de l'ancrage vers l'extérieur du câble, qui n'est a priori pas voulu, mais a été observé pour le câble rompu. L'analyse théorique présentée ci-après va donc considérer les 2 hypothèses possibles, avec blocage à l'ancrage et sans blocage (situation normale).

Description du phénomène avec blocage à l'ancrage

L'étude théorique menée par la SETEC consiste en la modélisation du câble par une poutre rectiligne, encadrée à une extrémité et discrétisée en petits éléments. Pour simplifier, le modèle utilisé est plan. Le calcul est réalisé à l'aide d'un logiciel en dynamique et en grands déplacements de façon à prendre en compte des phénomènes de flambement probables. Ce calcul est relativement complexe à mettre en œuvre puisque les grands déplacements induisent des non-linéarités, qui, au niveau d'un calcul numérique, sont difficiles à traiter. Il faut donc s'assurer de la convergence du schéma numérique en choisissant des pas de temps suffisamment petits mais pas trop pour ne pas dépasser les capacités de calcul.

Après différents tâtonnements, il a été retenu un pas de temps de l'ordre de 1/20 000^e de seconde.

Plusieurs types d'études ont été réalisés :

- monotoron T15 de 50 m de long,
- câble 12T15 de 100 m de long,
- câble 12T15 de 40 m de long.

À chaque fois, les caractéristiques du câble (inertie, masse) ont été déterminées de la manière la plus réaliste possible (avec prise en compte du coulis de ciment).

Au vu des différents résultats, le phénomène rencontré après la rupture peut s'expliquer de la façon suivante :

Juste après rupture du câble, et en considérant

l'ancrage bloqué dans les deux sens, le phénomène peut se résumer à une succession de propagations d'onde et de réflexions de celle-ci aux extrémités du câble. Tant qu'il ne flambe pas, le câble est successivement tendu, détendu, comprimé, décomprimé, retendu un peu comme un ressort auquel on applique un déplacement initial et que l'on lâche brutalement. L'ensemble des propagations et réflexions successives de l'onde est donné dans le tableau suivant, en notant $x = 0$ l'ancrage et $x = L$ la zone de rupture :

Phase	Dénomination	État initial	État final
Phase 0	Rupture du câble		
Phase 1 : première propagation de l'onde entre $x = L$ et $x = 0$	Détension du câble	Câble sans vitesse tendu à $-F$	Câble détendu et animé d'une vitesse d'ensemble uniforme
Phase 2 : première réflexion	Réflexion à l'ancrage		
Phase 3 : seconde propagation de l'onde entre $x = 0$ et $x = L$	Propagation d'une onde de compression	Câble détendu et animé d'une vitesse uniforme	Câble sans vitesse et comprimé à $+F$.
Phase 4 : seconde réflexion de l'onde	Réflexion à l'extrémité libre		
Phase 5 : troisième propagation de l'onde entre $x = L$ et $x = 0$	Propagation d'une onde de décompression.	Câble sans vitesse et comprimé à $+F$.	Câble sans effort et animé d'une vitesse d'ensemble uniforme
Phase 6 : troisième réflexion de l'onde	Réflexion à l'ancrage		
Phase 7 : quatrième propagation de l'onde entre $x = 0$ et $x = L$	Propagation d'une onde de retension.	Câble sans effort et animé d'une vitesse d'ensemble uniforme	Câble sans vitesse retendu à $-F$

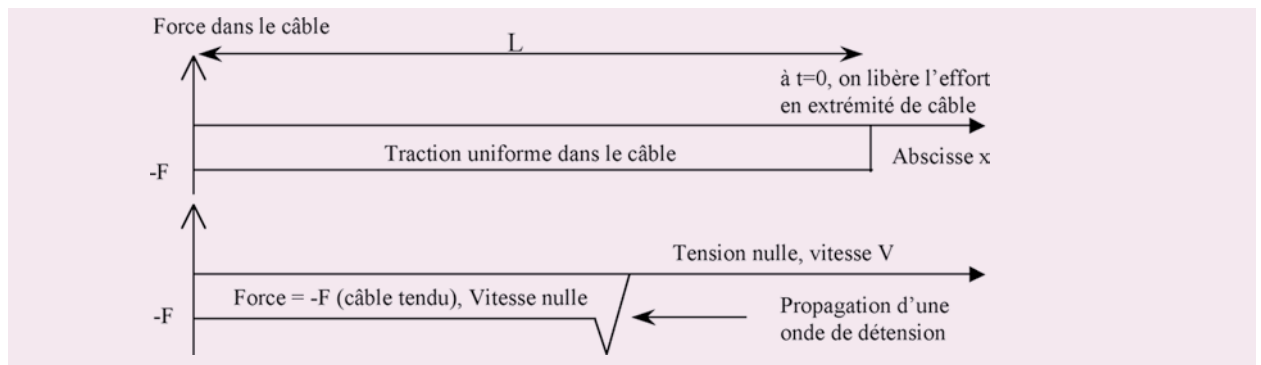


Figure 5a : phases 0 et 1

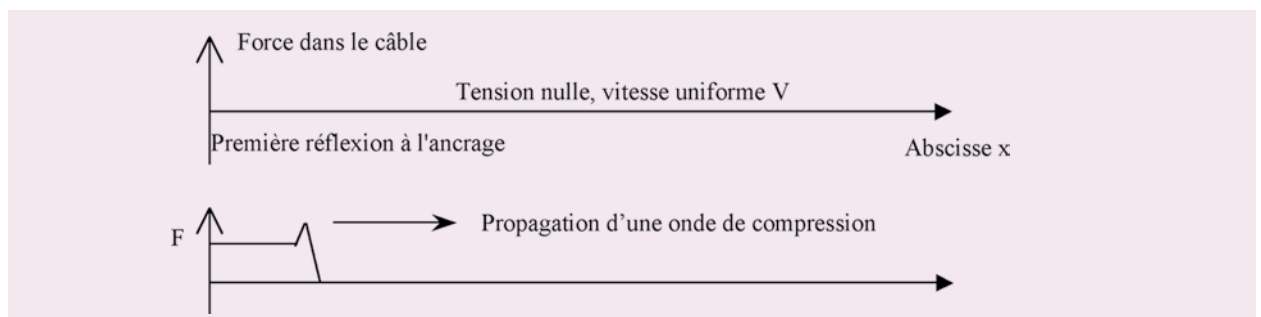


Figure 5b : phases 2 et 3

On détaille ci-après les 4 premières phases du phénomène.

Phase 0 et 1 (figure 5a) : rupture et détension du câble.

Durant cette phase, on a propagation d'une onde de détension à la célérité $c = \sqrt{\frac{ES}{\rho S}} = 3\,900$ m/s.

L'énergie de traction-compression ($\frac{1}{2} ES ds \epsilon_0^2$ pour un élément de longueur ds) se transforme en énergie cinétique ($\frac{1}{2} \rho S ds V^2$ pour un élément ds) ce qui permet de déduire la vitesse du câble : $V = \sqrt{\frac{ES}{\rho S}} \epsilon_0$,

sachant qu'il s'agit de la rigidité (ES) des torons seuls et de la masse linéique (ρS) de la section complète, torons et coulis.

Pour des câbles 12T15 ($\phi 15,2$ mm) de 12×139 mm² de section et de module 190 000 MPa, tendus à environ 70 % de 1 770 MPa après toutes pertes, on a :

$F = 2,07$ MN, $\epsilon_0 = 0,65$ %, et donc $V = 25,3$ m/s

La masse linéique de l'ensemble est obtenue en ajoutant celle du coulis et des torons, la gaine étant négligée :

$$(\rho S)_{eq} = (\rho S)_{coulis} + (\rho S)_{torons} = 20,83 \text{ kg/ml,}$$

en prenant

$$\rho_{coulis} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 ;$$

$$\rho_{torons} = 7\,850 \text{ kg/m}^3 ;$$

$$S_{coulis} = 3\,226 \text{ mm}^2 ;$$

$$S_{torons} = 12 \times 139 \text{ mm}^2 = 1\,668 \text{ mm}^2.$$

Phase 2 et 3 (figure 5b) : Arrivée de l'onde de détension sur l'encastrement et réflexion de cette onde. C'est une onde de compression (dont la force de compression est égale à la tension initiale du câble) qui repart toujours à la même célérité c .

Cette première partie du phénomène est confirmée par l'analyse théorique d'une poutre en traction-compression en dynamique (figure 6). L'approche théorique, en utilisant les 100 premiers modes propres de la poutre, montre bien la présence de l'onde de choc, et la discontinuité entre les zones à force nulle et vitesse V , et les zones à force F et vitesse nulle.

Une fois que cette compression était suffisamment importante, un phénomène d'instabilité du câble est apparu. Dans les problèmes de flambement, on s'intéresse en général uniquement à l'effort critique qui engendre cette instabilité.

En dynamique, l'apparition d'une instabilité ne signifie pas immédiatement grands déplacements : il faut tenir compte de l'inertie massique de la structure qui fait qu'il faut un certain temps avant que de tels déplacements importants ne surviennent. Or les phénomènes qui nous intéressent ici étant très rapides, et l'onde de décompression (phase 5), qui va nécessairement revenir, étant très rapide aussi, ce temps de mise en mouvement n'est pas négligeable.

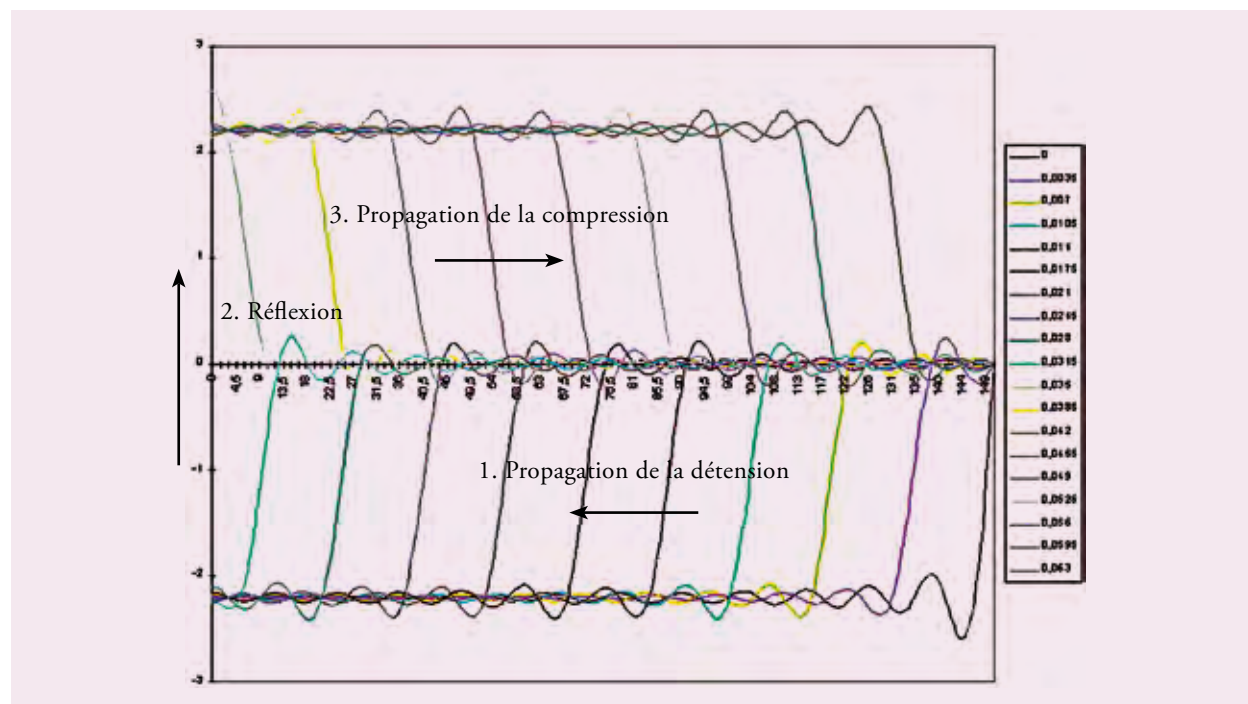


Figure 6 : répartition de la force instantanée le long du câble (en MN, donc entre - 2,1 MN et + 2,1 MN) sans flambement à plusieurs instants. Résultat numérique obtenu à partir des équations de la dynamique des poutres en traction-compression

On peut voir sur la figure 7 que lorsque le flambement s'amorce, la force de compression diminue dans le câble. L'énergie de compression se transforme en énergie de flexion du câble et en énergie cinétique. Cette diminution de force n'apparaît pas lorsque le câble ne flambe pas.

Les courbes figure 8 issues cette fois du modèle numérique de calcul et représentant la répartition des efforts normaux le long du câble à chaque milliseconde, confirment cette analyse. Juste après rupture du câble, une phase de détension du câble se produit (illustrée dans la figure 8 par les courbes situées sous l'axe des abscisses), puis le câble se comprime après réflexion à l'ancrage (phase illustrée sur la figure 8 par les courbes situées au dessus de l'axe des abscisses). Enfin, le flambement dynamique se produit et se traduit par une chute de l'effort de compression à 1MN.

Ce flambement dynamique est observé pour les deux premières études (T15 de 50 m et 12T15 de 100 m) mais pas pour la troisième (12T15 de 40 m).

Le phénomène de flambement traduit une instabilité mais qui n'est pas instantanée. Le câble a tendance à partir en flexion mais avec une vitesse finie, puisque le câble a une inertie massique. Ainsi, sur le monotoron T15 de 50 m, du fait de la faible masse du câble, le flambement s'initie très rapidement, et est visible presque instantanément. Pour le câble 12T15, il faut attendre plus longtemps (il faut une longueur comprimée plus importante et un temps pendant lequel cette longueur est comprimée relativement important aussi).

Pour le câble de 100 m le phénomène de flambement s'observe sur environ 25 m dès que l'onde de

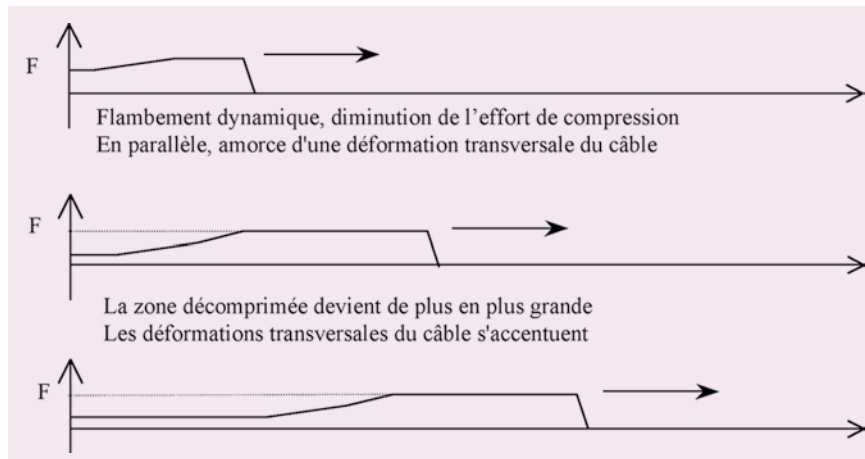


Figure 7 : apparition du flambement dynamique lors de la phase 3

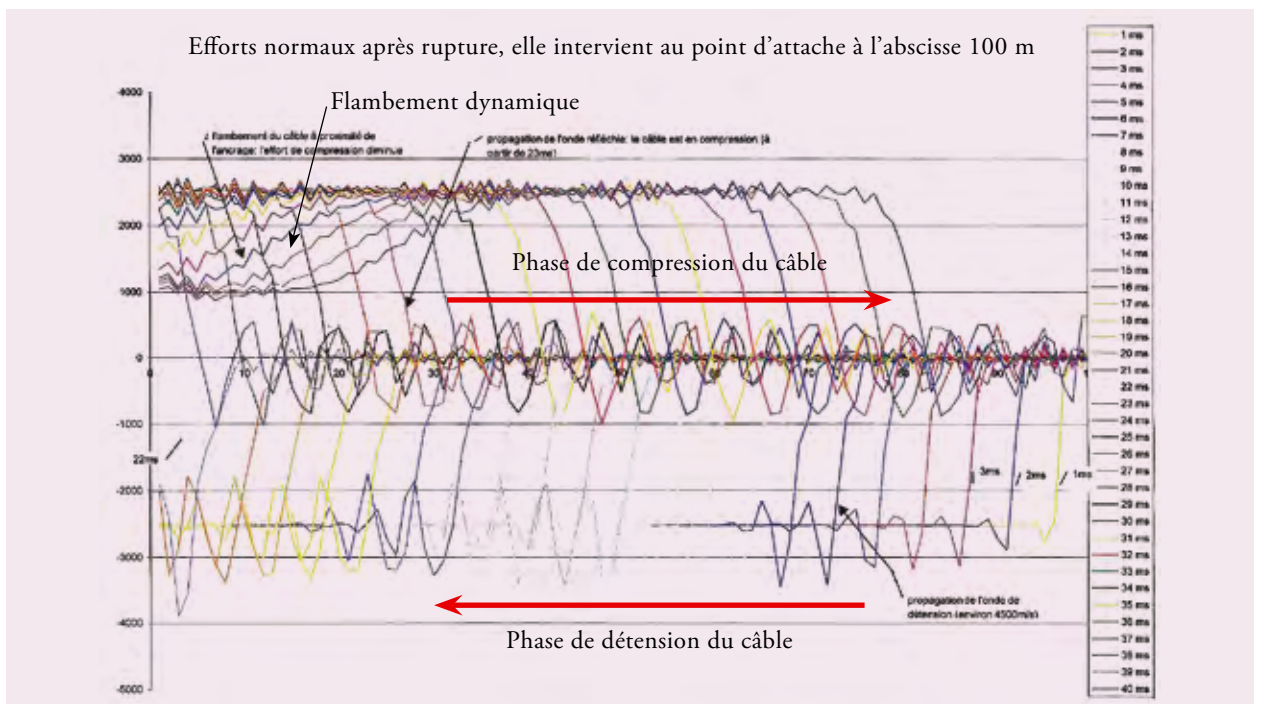


Figure 8 : répartition de l'effort normal dans le câble de 100 m à différents instants, suivant le modèle de calcul dynamique réalisé

compression a parcouru 55 m alors que pour le câble de 40 m, il ne s'observe pas, puisque l'initiation du flambement a tout juste commencé que l'onde de décompression revient déjà annulant tout flambement.

Cette expérience incite pour les analyses ultérieures à modéliser des 12T15 de grande longueur (100 - 150 m) de façon à être le plus défavorable possible. On voit ainsi que la longueur du câble intervient dans le sens où plus le câble est long, plus l'onde met de temps à atteindre l'extrémité et à se réfléchir : de grandes boucles se forment et le phénomène devient irréversible. Par contre si le câble est court, il est décomprimé avant que le flambement ne se soit développé suffisamment et celui-ci est stoppé. La longueur critique au-dessous de laquelle le flambement n'a pas le temps de se développer a été déterminée par la modélisation numérique.

Il est aussi à noter que dans la réalité, un certain nombre de frottements ont lieu (gaines-tubes cintrés, ou bien coulis-gaine etc.), ce qui dissipe de l'énergie. De même, la gaine en PEHD se détériore, éventuellement se déchire ce qui consomme une petite partie d'énergie. Malheureusement, cette part d'énergie dissipée est impossible à chiffrer, si bien qu'on la négligera dans la suite de l'étude.

Un autre effet probable, mais qui n'a pu être mis en évidence par le modèle numérique et l'expérimentation est le fouettement arrière du câble. En effet toute l'extrémité arrière du câble, entre la zone de rupture et le premier déviateur est animée d'une vitesse a priori principalement longitudinale, mais qui peut avoir une composante transversale du fait par exemple de déviations en plan du câble, ou encore de défauts initiaux ou d'une dissymétrie quelconque. L'arrière du câble peut présenter ainsi un mouvement totalement incontrôlé. Ce phénomène, lié à des incertitudes géométriques initiales, n'a pu être reproduit.

Description du phénomène sans blocage à l'ancrage

On considère le même problème, mais sans blocage à l'ancrage. Les ancrages de câbles de précontrainte sont en effet censés fonctionner uniquement dans un

sens. Néanmoins, l'expérience sur le viaduc de Saint-Cloud a montré que ceci peut s'avérer partiellement inexact. Il faut donc étudier les deux phénomènes, avec blocage et sans blocage. Dans cette dernière situation, le démarrage est identique, mais quand l'onde atteint l'ancrage, elle ne se réfléchit pas. À cet instant, tout le câble est animé d'une vitesse $V = 25$ m/s et il n'y a plus rien pour le retenir (figure 9). Il poursuit donc sa course à cette vitesse.

On a donc un *projectile* de masse ρSL et de vitesse V .

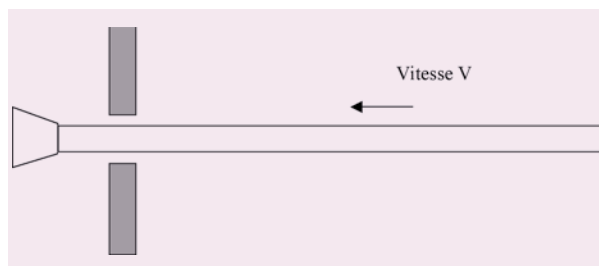


Figure 9

Essais grandeur nature et validation du modèle numérique

Pour cet essai de rupture de monotoron, une caméra rapide a été installée afin de filmer la déformée du toron et de la comparer aux déformées obtenues par le modèle numérique. Bien que le modèle de calcul soit très complexe et très sensible aux hypothèses, l'analyse a montré qu'il représentait relativement bien la réalité.

Les images suivantes (photos 5) représentent, à des instants différents, la comparaison des déformées issues à gauche du modèle numérique, et à droite de l'essai réel. Sur les photos de l'essai, l'ancrage est au fond.

Durant les 500 premières millisecondes, les déformées coïncident relativement bien. Elles coïncident en termes de nombre de boucles, de taille approximative de ces boucles, de temps au bout duquel elles apparaissent. Bien sûr les deux modèles ne peuvent pas parfaitement coïncider puisque la façon dont se produit le flambement dépend beaucoup des conditions initiales, en particulier des défauts initiaux (en pratique, dans le module numérique, une déformée initiale correspondant à celle due au poids propre du câble a été introduite). Après cette première phase, le toron de l'essai vient rebondir sur les parois latérales ce qui ne permet plus de faire la comparaison.

Cette comparaison a donc permis de valider le modèle numérique du câble. Dès lors, il était envisageable de tester ce modèle avec différentes solutions de mise en sécurité.

Autres études générales menées

Compte tenu du type de désordres rencontrés, le Directeur des Routes a décidé début 2000 de mettre en place un comité technique pour le suivi de l'ouvrage avec pour missions :

- la conduite d'un diagnostic complet de l'état de l'ouvrage ;
- la définition des mesures à prendre pour assurer la mise en sécurité de l'ouvrage et sa pérennité ;
- la définition et le pilotage de l'ensemble des études nécessaires à cette fin.

Ce comité a été présidé de 2000 à 2006 par Pierre Farran, ingénieur général des ponts et chaussées, chargé de mission d'inspection spécialisée routes puis chargé de la coordination de la mission d'inspection pour la région Ile de France.

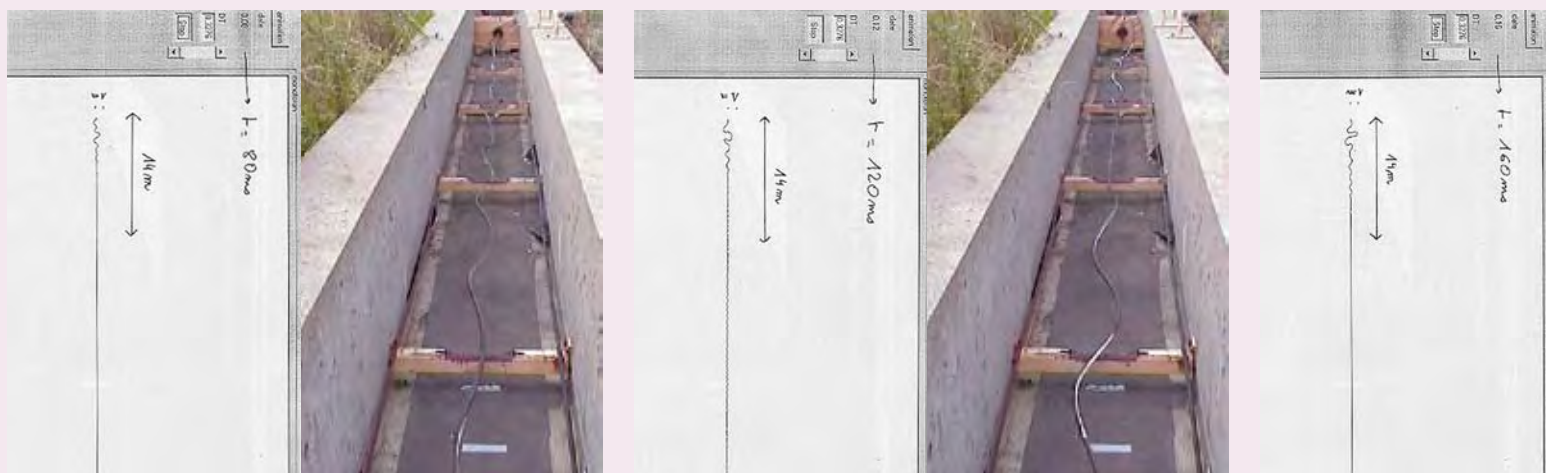
Il comprenait l'IGOA, des représentants de la DREIF, du Sétra, du LCPC, le gestionnaire de l'ouvrage (DDE 92 à l'époque) et l'exploitant de l'autoroute (DDE78 à l'époque).

Outre la compréhension du phénomène déjà évoqué ci-dessus, divers travaux ont été menés pour comprendre l'incidence des ruptures de câble sur l'ouvrage.

Étude de risque

Une fois établie la cause probable de la rupture, on se trouvait dans la situation suivante :

- un autre câble de précontrainte pouvait casser à tout moment d'une façon aujourd'hui considérée comme



Situation au bout de 80 ms après la rupture

Situation au bout de 120 ms après la rupture

Situation au bout de 160 ms

Photos 5 : comparaison modèle numérique - essais à différents instants après la rupture – Source : SETEC (modèles numériques), LCPC (photos)

aléatoire, en l'absence de connaissance relative à la loi d'évolution de la pathologie (en outre, même si la pathologie en cours d'investigation était mieux connue, il est fort probable qu'un caractère assez fortement aléatoire subsisterait) ;

- la rupture d'un câble entraînerait un fouettement à vitesse et énergie élevées constituant donc un danger important pour le personnel qui se trouverait à proximité.

Face à cette situation, la DDE 92 a mandaté la société SECTOR afin de l'aider à analyser les risques pris lors d'interventions définies dans ces conditions et d'en déduire les décisions à prendre quant au déclenchement ou non d'une intervention et aux éventuelles mesures à prendre pour limiter au mieux les risques.

Trois situations de risques ont été prises en compte dans cette étude :

- la surveillance visuelle à l'intérieur de l'ouvrage pour vérifier si d'autres câbles présentent des signes anormaux ;
- la maintenance du réseau électrique d'éclairage ;
- le changement d'un ou plusieurs câbles de précontrainte extérieure.

Il faut ici souligner que les chemins d'accès sont assez difficiles à l'intérieur de l'ouvrage avec deux entretoises dédoublées sur appui avec seulement un trou d'homme Ø 700. Cela pose un problème pour des approvisionnements de protection pour les intervenants et compliquerait l'intervention des secours.

L'étude de SECTOR récapitule d'abord les données des événements redoutés, utilise le retour d'expérience

disponible (c'est-à-dire le nombre de câbles de précontrainte extérieure susceptibles de présenter cette pathologie dans le patrimoine de l'État) et compare les 3 interventions prévues aux situations générales connues par les agents du ministère et disponibles à travers les statistiques accidents du travail du ministère.

Sur la base de ces paramètres, l'étude a montré que les trois interventions dans l'ouvrage respectent le critère GAME (Globalement Au Moins Equivalent). C'est-à-dire que le risque moyen professionnel est inférieur à celui d'une activité correspondant à la moyenne des statistiques « accident » du ministère.

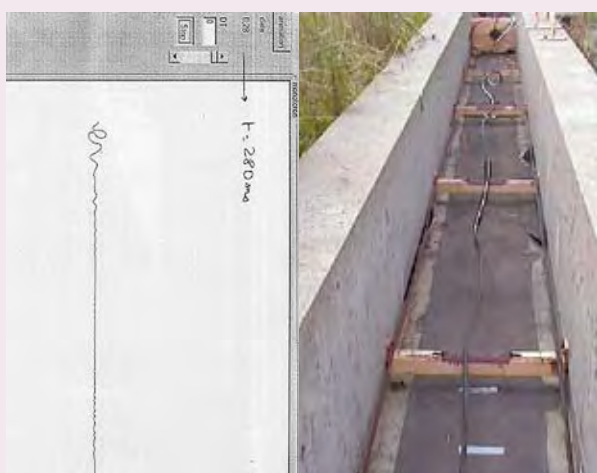
Elle préconise quelques principes de sécurisation supplémentaires :

- optimiser les interventions afin de réduire le temps d'exposition au risque de rupture ;
- établir un circuit type à suivre, spécifique à chaque intervention, qui limite l'exposition au risque de rupture, à l'aide d'une procédure ;
- équiper tout l'ouvrage de détecteurs afin d'une part de sécuriser les interventions dans l'ouvrage et d'autre part d'identifier les éventuelles dégradations des câbles pouvant nécessiter un remplacement (un test de surveillance acoustique était en cours).

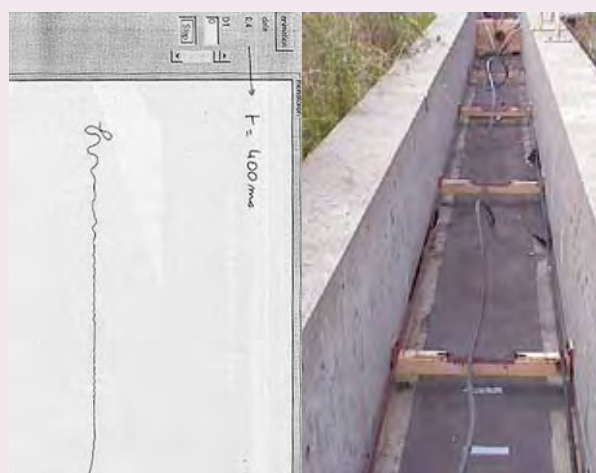
Elle indique que lors des interventions, il peut être éventuellement envisagé de limiter la circulation des véhicules sur l'ouvrage, ce qui représenterait un facteur favorable supplémentaire. Néanmoins, ceci n'a en pratique pas été réalisé compte-tenu de l'importance stratégique du viaduc de Saint-Cloud pour la circulation routière au sortir de la capitale.



après la rupture



Situation au bout de 280 ms après la rupture



Situation au bout de 400 ms après la rupture

Ces différents principes ont été mis en pratique en élaborant un planning de mise en sécurité progressive de l'ouvrage. L'idée générale est que les mises en sécurité progressives sont de plus en plus longues mais assurent une sécurité de plus en plus importante. Le temps d'exposition est ainsi à chaque étape en proportion avec le niveau de sécurité obtenu du fait de l'étape précédente. Ainsi le niveau de risque global, produit du risque d'une rupture et du temps d'exposition, doit rester constant au cours du processus.

Les 4 grandes étapes du chantier de réparation sont :

- la surveillance acoustique : elle est rapide à mettre en œuvre (temps d'exposition faible) mais présente les risques les plus importants ;
- la mise en place de système de protection : elle est plus longue que la phase précédente, mais relativement rapide quand même, et on bénéficie de la sécurité apportée par la surveillance acoustique ;
- opération de détension des câbles endommagés : elle est assez lourde à mettre en œuvre, mais on bénéficie d'une bonne sécurité (surveillance acoustique + système de protection) ;
- mise en œuvre de nouveaux câbles : c'est l'opération la plus longue à réaliser, mais elle s'effectue a priori sans risque (ou presque car il n'est pas possible de détendre tous les câbles avant de mettre en œuvre des câbles neufs).

On peut schématiquement et très qualitativement représenter ce processus de sécurisations successives de la manière indiquée sur la figure 10. Chaque phase de sécurisation de l'ouvrage diminue le niveau de danger mais nécessite un temps d'exposition de plus en plus élevé. Le risque pour le personnel, représenté par le produit du niveau de danger et du temps d'exposition reste ainsi constant et maîtrisé tout le long du processus.

Surveillance acoustique de l'ouvrage

Après un test sur 3 travées, la surveillance acoustique a été étendue à l'ensemble de l'ouvrage.

Après l'appel d'offres, c'est le procédé de la société ADVITAM qui a été retenu et mis en œuvre.

Le système est celui de la marque Soundprint qui a été développé et breveté par la société canadienne Pure Technologies, pour l'écoute acoustique de structure.

Il est basé sur l'identification et la localisation acoustique des ruptures de fils grâce à l'utilisation de micros passifs sur chaque câble, au voisinage de chaque déviateur, faciles à poser et connectés à un système d'écoute. Un multiplexage permet de connecter un grand nombre de capteurs avec un nombre réduit de voies d'analyse.

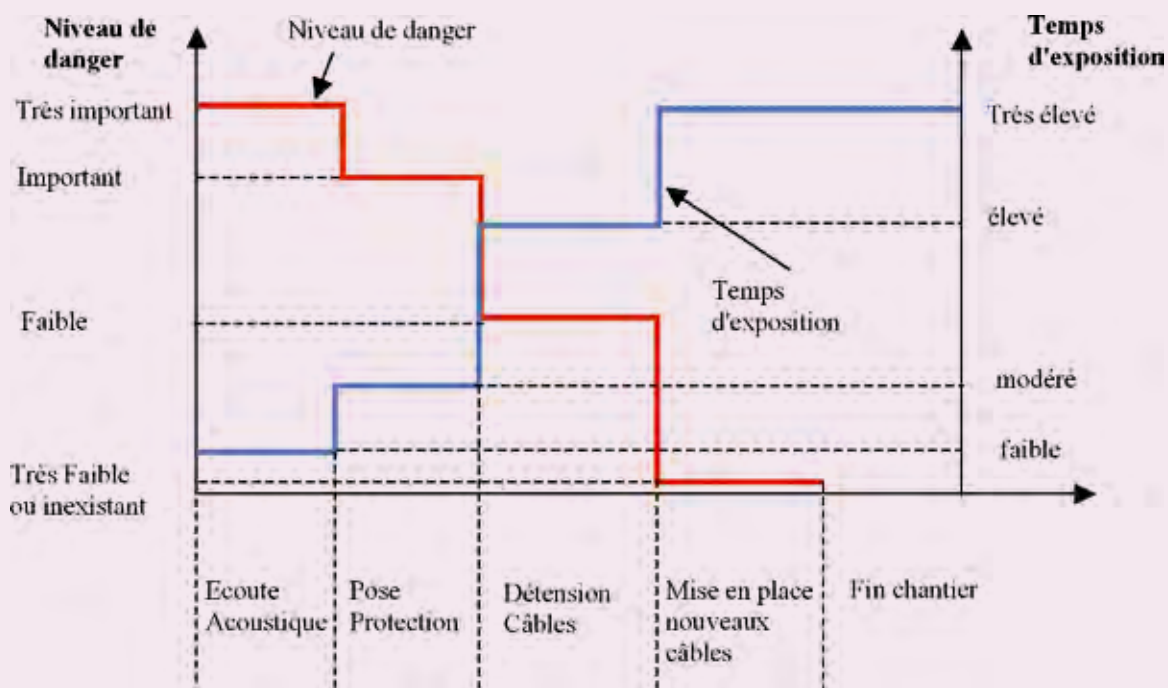


Figure 10 : évolution du niveau de danger dans l'ouvrage pendant les différentes opérations réalisées, et temps d'exposition nécessaire pour accomplir ces opérations

L'ordinateur est relié au réseau téléphonique et les mesures transmises pour analyse des résultats.

La difficulté est de cerner dans l'ensemble des mesures celles qui sont dues à une rupture de fil. Dans les premiers mois, il a fallu calibrer l'écoute pour éliminer les bruits de fond dus par exemple aux passages des poids lourds et former les analystes.

Le suivi de l'ouvrage effectué a montré que si le nombre d'évènements qui sont vraisemblablement dus à des ruptures de fils sont assez limités par des températures normales, il y a une augmentation très forte en période de froid durable.

Ainsi en janvier 2003 alors que la température est restée plusieurs jours en dessous de -5°C , il a été entendu 27 ruptures de fils alors que toute l'année 2002 n'avait connu que 6 ruptures.

Cela a également montré que de nombreux câbles présentent des ruptures de fils depuis que la surveillance acoustique a débuté.

Ces constatations ont incité le comité technique à demander de rechercher des solutions pour se protéger de la rupture d'un câble et à envisager des scénarios de changement de l'ensemble de la précontrainte extérieure.

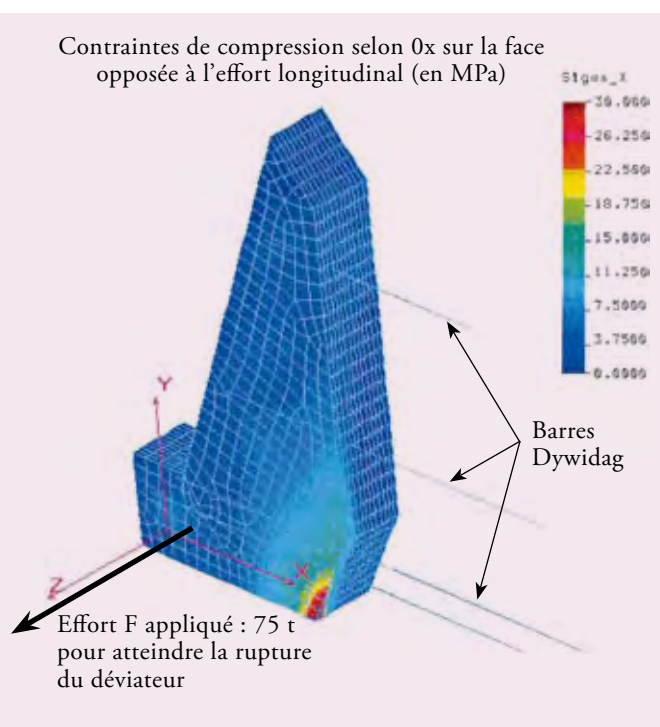


Figure 11 : modèle numérique sur déviateur – Source : DDE 92

Études des efforts sur un déviateur au moment de la rupture d'un câble

L'objectif de cette étude confiée à Freyssinet était d'estimer à l'aide d'un calcul aux éléments finis la charge longitudinale maximale à laquelle peut résister un déviateur extérieur de l'ouvrage.

En effet, lors de la rupture de 1998, le câble ayant cassé dans une zone horizontale, il a amené sur le déviateur un effort perpendiculaire au plan de celui-ci. C'est le cas le plus favorable car il minimise les frottements dans la traversée du déviateur et donc les efforts transmis à celui-ci.

Compte tenu que les déviateurs sont ici ajoutés et liés au tablier par des barres Dywidag, la question était de savoir s'ils risquaient d'être endommagés en cas de rupture brutale, accidentelle ou provoquée par un changement de câble.

Le déviateur calculé à l'aide du programme COSMOS (logiciel aux éléments finis volumiques prenant en compte la loi de comportement élasto-plastique du béton) est un déviateur placé dans des conditions défavorables en terme de sollicitation et comportant 3 câbles.

La conclusion de l'étude est que la rupture du déviateur se fait par excès de compression dans le béton (lorsque la déformation du béton dépasse 0,35% à l'ELU accidentel) pour une valeur de l'effort longitudinal équivalent proche de 75 t. Cette rupture se produit au niveau de l'arête du déviateur dans la partie basse de la structure du côté opposé au chargement (figure 11). Cet effort de 75 tonnes est suffisamment important pour penser que lors de sa détension et de son glissement dans le tube déviateur, le câble n'endommagera pas le déviateur. S'il se bloque partiellement dans le déviateur, la gaine et le coulis de ciment céderont et libèreront le câble avant que le déviateur ne subisse des dommages.

Réflexions menées pour la réparation

Plusieurs pistes de réflexions ont été suivies pour la mise en sécurité, en situation courante et lors du démontage des câbles. Beaucoup de pistes ont été abandonnées, car extrêmement difficiles à valider (par exemple liaisonnement des câbles entre eux). Au final, les études se sont concentrées sur deux solutions, la protection complète du personnel derrière une barrière de sécurité et la mise en place d'amortisseurs.

Étude de la mise en sécurité par protection

La première idée pour mettre en sécurité l'ouvrage a consisté à mettre en place un dispositif de protection entre le câble et des cheminements pour le personnel. Ce dispositif de protection devait ainsi empêcher les effets du flambement et débattement latéral du câble sur le personnel, donc résister à l'effort de choc apporté par le câble. Or cet effort de choc dépend bien entendu des rigidités relatives entre le câble et la protection. Pour pouvoir appréhender cet effort, 3 études ont été réalisées à partir du modèle numérique présenté ci-avant, en prenant le même câble et en disposant une protection proche de celui-ci. Trois valeurs de la rigidité de la protection ont été testées. Le modèle est présenté sur la figure 12.

Les dispositifs de protection sont placés à 30 cm du câble. Les valeurs prises en compte pour la raideur du dispositif de protection, ainsi que les forces de choc maximales correspondantes et résultant du calcul sont données dans le tableau ci-contre.

On s'aperçoit ainsi que l'effort maximal ressenti par le dispositif de protection augmente significativement quand la raideur de la protection augmente. Il est donc souhaitable de ne pas avoir un système trop rigide. Inversement, si le système est trop souple, l'effort est certes réduit, mais les déplacements sont importants de sorte que le cheminement de sécurité peut être engagé. Il est donc nécessaire de trouver un compromis entre force et déplacement.

Pour ne pas avoir un système trop volumineux, la ruine progressive du système a été évaluée, en créant progressivement des rotules plastiques dans le système. Ces plastifications successives assouplissent la protection et il faut donc corriger la valeur de choc correspondante. Il a donc été effectué une étude équivalente à une étude de type « push over » que l'on fait dans la conception parasismique. Non seulement, les raideurs « apparentes » du système partiellement plastifié sont déterminées, mais aussi les fréquences propres de ce système. En effet, la force de choc déterminée par le calcul sur le câble et sa protection a une certaine durée, qu'il faut mettre en parallèle de la durée de la période propre du système de protection. Autrement dit, il faut tenir compte de la masse non négligeable du système de protection, ce qui n'avait pas été fait dans le calcul du câble.

Pour éviter d'avoir à concevoir un système de protection, il a été jugé opportun de partir de systèmes de protection connus et de les tester. Il a donc été décidé de tester d'une part un système composé de barrières BN4 rehaussées (les câbles qui s'ancrent dans les entretoises s'ancrent en partie haute du caisson) et d'autre part de filets de protection.

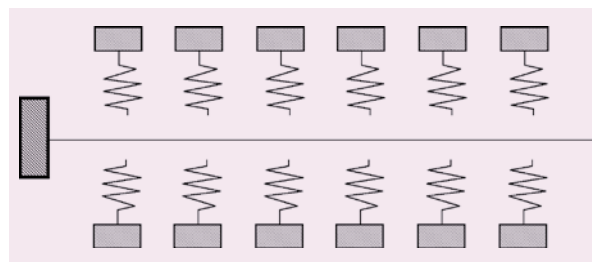


Figure 12 : modélisation numérique du système de protection

Raideur des ressorts	Résultats : force maximale dans les ressorts
$K = 1,4 \text{ kN/mm}$	25 tonnes
$K = 13,6 \text{ kN/mm}$	50 tonnes
$K = 2330 \text{ kN/mm}$	> 120 tonnes

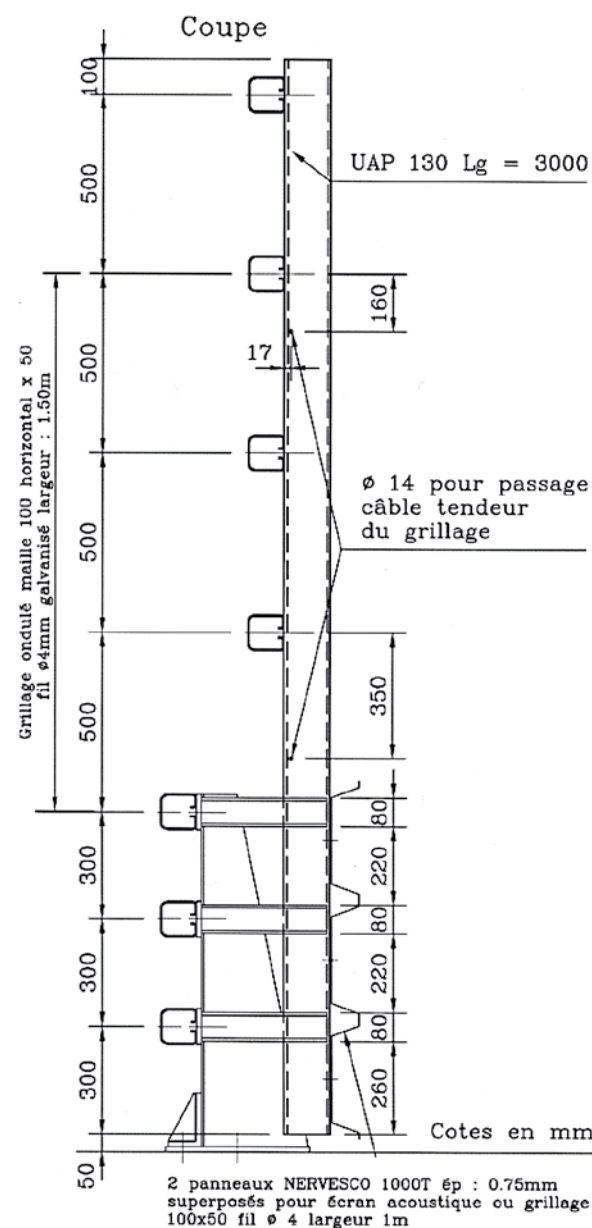


Figure 13 : barrière BN4 rehaussée choisie comme dispositif de retenue.

Les filets de protection ont vite été abandonnés car trop souples. L'étude s'est donc portée sur un système composé de barrières BN4 de conception connue et de prix abordable. La seule différence avec un système réel est bien sûr l'accroche dans le tablier. Pour ne pas endommager le hourdis inférieur du tablier, il a été décidé de coller les bases des poteaux de BN4 au béton du tablier. Une résistance en cisaillement et arrachement de 1 MPa a été prise en compte pour le poteau ainsi collé sur le béton du hourdis inférieur. C'est une valeur classique couramment utilisée lorsque l'on met des renforts de types plats collés sur les ouvrages pour augmenter leur capacité résistante. Bien entendu, si lors du scénario de choc, la valeur est dépassée, on considère que la liaison est rompue et le système de protection est alors différent.

Dans les zones de déviation, il est nécessaire de resserrer l'espacement des montants à 1m sur une dizaine de mètres linéaires de part et d'autre du déviateur. Le système est implanté à 30 cm du câble dont on veut se protéger.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel César du LCPC.

Malgré les efforts importants, ce système apporte satisfaction au vu de sa résistance (après plusieurs plastifications successives et un montant de BN4 désolidarisé du béton) et des déplacements (de l'ordre de 10 à 20 cm au maximum). Néanmoins un tel système est extrêmement lourd à mettre en œuvre et aussi très coûteux. Le premier point est très pénalisant pour ce système, car comme cela a été dit plus haut, le principe retenu est une mise en sécurité progressive avec des temps d'exposition de plus en plus élevés. Or ici le temps d'exposition est très élevé avec une sécurité faible (surveillance acoustique uniquement). Il n'a donc pas été choisi vu qu'un autre système présentant des performances quasi équivalentes avec un temps d'exposition beaucoup plus faible a été imaginé.

Étude des amortisseurs

Le dispositif de type amortisseur étudié est le fruit d'une collaboration entre le LCPC et l'École Centrale de Nantes, et plus particulièrement la société « Eurocrash », spécialisée dans l'étude des chocs.

L'École Centrale de Nantes intervenait pour les modèles numériques des amortisseurs et le matériel pour les essais de conception, et le LCPC pour son expérience dans le domaine des câbles et la validation du dispositif sur des câbles réels.

Le principe général du système est de profiter des mouvements importants du câble lors de sa détension, par rapport à des points fixes (entretoises, déviateurs) pour consommer de l'énergie par un système amortisseur.

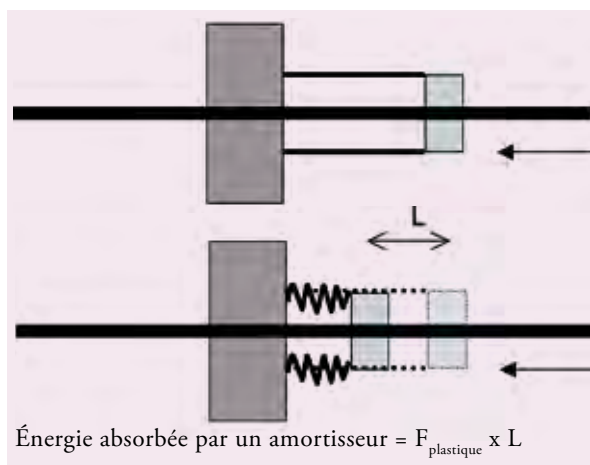


Figure 14 : principe de fonctionnement des amortisseurs avant détension (figure du haut) et après détension (figure du bas)



Photos 6 : dispositif absorbeur

Le principe de conception est présenté sur la figure 14 et les photos 6.

Le système est ainsi constitué d'une partie rigide solidaire du câble, d'une certaine masse, dénommée marteau et d'une partie déformable, située entre le marteau et le point fixe qui est l'amortisseur.

Lorsque le câble se détend le marteau se déplace avec le câble et donc la partie déformable se raccourcit d'une longueur L , en encaissant une force plastique F . L'énergie consommée par le dispositif pendant cette opération est donc $F \times L$. Si F et L sont suffisamment élevés, et qu'un même câble est équipé de plusieurs de ces systèmes, une partie importante de l'énergie du câble est ainsi consommée, et donc l'énergie résiduelle n'est plus suffisante pour entraîner un flambement important du câble.

Pour les concepteurs, des conditions géométriques précises ont été imposées. Pour pouvoir se placer sur plusieurs câbles parallèles espacés de \varnothing , il fallait que l'encombrement latéral par rapport au câble soit inférieur à $\frac{1}{2} \varnothing$. Comme les câbles sont proches du sol ou du hourdis supérieur dans certains endroits, leur encombrement vertical devait aussi être limité. D'autre part les contraintes d'accès déjà citées précédemment militaient pour des éléments transportables manuellement.

La conception de l'absorbeur proprement dit a été rapide mais les contraintes géométriques et de fonctionnement de l'ensemble câble/coulis/gaine/marteau en dynamique ont nécessité plusieurs essais pour calibrer le marteau.

On manquait sérieusement d'éléments sur le glissement de l'ensemble coulis/câble dans la gaine et il fallait éviter d'appliquer un effort de serrage trop important qui aurait pu entraîner des désordres dans le coulis et donc réduire à néant les efforts transmis.

L'étude a donc comporté les étapes suivantes :

- définition du marteau et de ses conditions de serrage ;
- définition expérimentale du seuil de frottement entre la gaine du câble et le coulis en fonction de la vitesse de choc ;
- validation expérimentale de la fonctionnalité du nouveau marteau intégrant les enseignements de l'étape précédente.

Les schémas (figures 15 à 17, photos 7 et 8) illustrent le travail de conception et de validation du dispositif amortisseur.

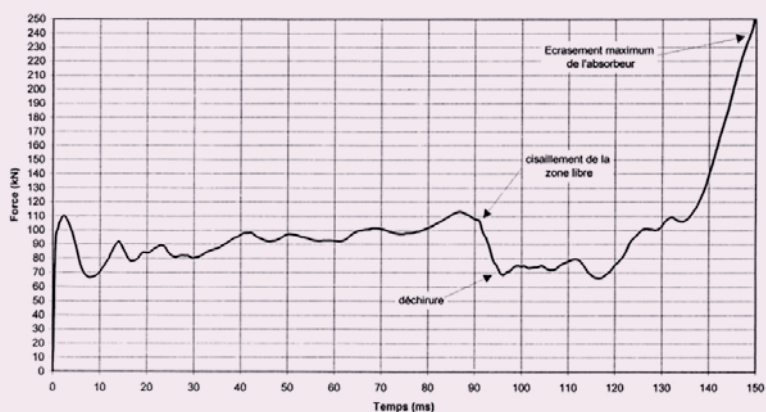


Figure 15 : évolution de la force dans l'amortisseur en fonction du temps : une force plastique équivalente de l'amortisseur de 100 kN a été finalement déduite de l'ensemble des essais. Elle est suffisamment faible pour ne pas entraîner de glissement à l'interface coulis-gaine, et suffisamment élevée pour dissiper l'énergie

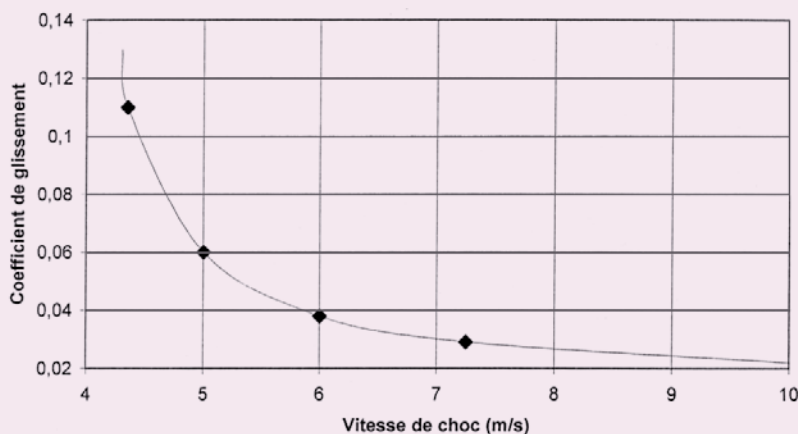
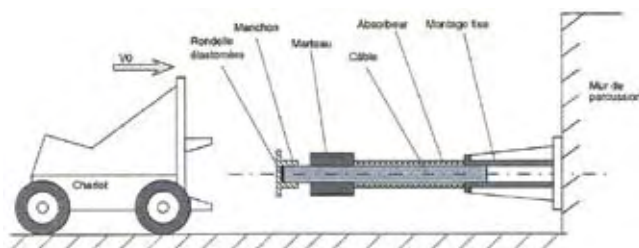
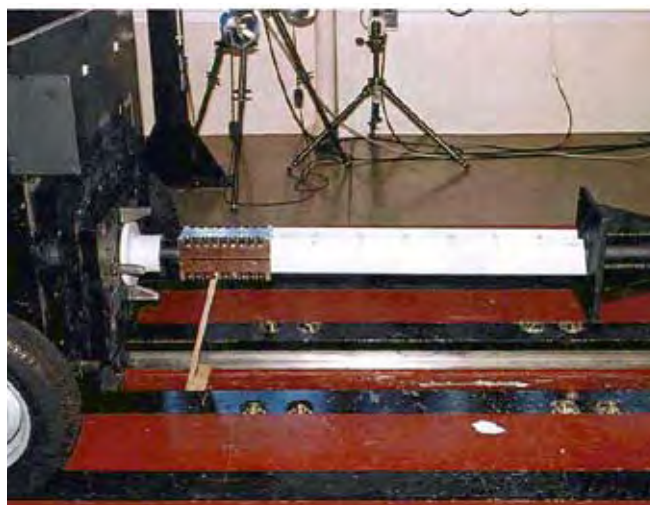


Figure 16 : coefficient de glissement coulis-gaine en fonction de la vitesse de choc. Les valeurs sont extrêmement faibles : il est donc indispensable d'empêcher le glissement du coulis dans la gaine sous peine de ne plus dissiper suffisamment d'énergie



Photos 7 : dispositif expérimental pour tester l'amortisseur en laboratoire – Source : École Centrale de Nantes

Tous ces essais ont eu lieu au sein de la société Eurocrash pour tester le système et notamment ajuster la force plastique du système absorbant. Une force maximale de 10 tonnes, qui correspond pour le câble 12T15 à la force d'adhérence entre la gaine et le coulis, a été déduite des essais. La partie absorbante a donc été conçue pour avoir une force plastique de 10 tonnes. L'énergie absorbée par un amortisseur est de 100 kJ par mètre de déplacement du câble. Il est à noter que l'énergie d'un câble 12T15 est d'environ 7 kJ par mètre de câble. On voit donc tout l'intérêt de placer suffisamment d'amortisseurs, et de permettre un grand déplacement de ceux-ci.

Les amortisseurs ont été brevetés dès leur conception car ils représentent un travail de recherche important.

Essais en vraie grandeur

Les justifications du bon fonctionnement de l'amortisseur ont été réalisées sur le banc de précontrainte du LCPC à Nantes à l'aide de 2 essais sur câble réel de 100 m de long, l'un sans blocage des ancrages, et l'autre avec blocage.

Pour l'essai sans blocage du câble, un bon fonctionnement du système a été observé. Il a repris une grande partie de l'énergie du câble. Il n'y a pas eu de fouettement observé (ce qui était prévisible car l'ancrage n'était pas bloqué), pas de déplacement longitudinal trop important : l'effet « projectile » évoqué plus haut ne s'est pas manifesté.

Pour l'essai avec blocage, un bon fonctionnement de l'amortisseur a été observé, mais aussi un flambement du câble limité à environ 1 m. Ceci provient du fait que l'énergie absorbée par l'amortisseur n'est pas suffisante vis-à-vis de l'énergie totale du câble. Néanmoins, sans amortisseur, la boucle formée peut provoquer des déplacements de 3 à 4 m. Ici, les déplacements sont donc limités. Il est aussi à noter que pour cet essai, deux amortisseurs ont été mis en place pour un câble de 100 m. Dans la seconde partie de l'article qui paraîtra dans le bulletin ouvrages d'art n° 58, on verra que pour le cas du viaduc de Saint-Cloud, la disposition réelle est meilleure. Le déplacement de 1m du câble observé près de l'ancrage représente donc un grand maximum. Il est à noter aussi que pour l'essai, on a faiblement injecté le câble près de l'ancrage, réduisant ainsi fortement son inertie et augmentant sa propension à flamber. Dans la réalité, il y a tout de même la présence du coulis de ciment qui rigidifie et amortit beaucoup, même si certains vides existent.

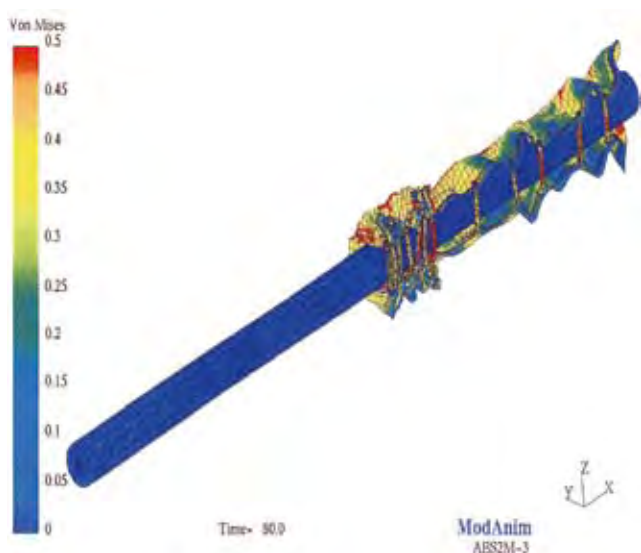


Figure 17 : simulation numérique de la déformée de l'amortisseur



Photos 8 : déformées de l'amortisseur après essai – Source : École Centrale de Nantes

Compte-tenu de la limitation à 10 tonnes, une légère boucle est inévitable. Sur un câble réel de 100 m, tendu à 7 pour mille avec 1 amortisseur tous les 30 m (donc 3 pour le câble de 100 m), si on ne prend en compte que le déplacement dû à la détension du câble, les amortisseurs reprennent respectivement :

Amortisseur 1 $E = 100 \text{ kN} \times 0,007 \times 30 \text{ m} = 20 \text{ kJ}$,

Amortisseur 2 $E = 100 \text{ kN} \times 0,007 \times 60 \text{ m} = 40 \text{ kJ}$,

Amortisseur 3 $E = 100 \text{ kN} \times 0,007 \times 90 \text{ m} = 60 \text{ kJ}$,

soit une énergie totale de 120 kJ.

Si on ajoute le déplacement dû à la compression du câble, cela double l'énergie et donne 240 kJ.

L'énergie du câble 12T15 est de $\frac{1}{2} \times 12 \times 139 \text{ mm}^2 \times 190\,000 \text{ MPa} \times 0,007^2 \times 100 \text{ m} = 776 \text{ kJ}$. On est donc au-delà de l'énergie absorbée par les amortisseurs.

Par contre dès qu'une boucle se forme, même si son amplitude est faible (50 cm à 1 m), le déplacement longitudinal au niveau de l'amortisseur est plus élevé (si le câble est de longueur constante) et permet d'absorber toute l'énergie. Ainsi la taille de la boucle ne peut pas diverger, alors que sans amortisseurs, la limite de 3 ou 4 mètres évoquée précédemment est sans doute due aux rebonds successifs sur la structure.

L'efficacité du dispositif est donc avérée, mais il faut toutefois prendre certaines précautions et ne pas considérer que l'on peut rester proche du câble. Néanmoins, dans une zone éloignée de 50 cm à 1 m du câble, on est parfaitement en sécurité ce qui est suffisant. Par ailleurs, ce dispositif d'amortisseur a aussi un effet favorable sur l'autre phénomène redouté, à savoir le fouettement arrière du câble. En effet, comme

le câble est animé d'une vitesse plutôt longitudinale et que son déplacement total est, du fait de l'absorption d'énergie par l'amortisseur relativement faible, son fouettement latéral sera aussi modéré et donc peu dangereux ■



Photos 9 : état de l'absorbeur après déformation – Source : RST



Photo 10 : flambement résiduel du câble avec amortisseur – Source : RST

Importance du contrôle annuel, de l'entretien et de la maintenance préventive

Nathalie Odent

Toutes les actions d'entretien à mener sont relativement peu coûteuses par rapport aux réparations lourdes nécessaires plus tard quand la structure est gravement altérée. Elles relèvent de l'entretien préventif et présentent un intérêt économique indéniable. Certaines actions de maintenance préventive relèvent de l'entretien courant et peuvent être réalisées avec les moyens propres des services. D'autres, comme les remises en peinture ou le changement de chape d'étanchéité, nécessitent l'intervention d'entreprises spécialisées.

Personne ne contredit le fait qu'il faut repeindre régulièrement un pont métallique, sinon il se corrode et sa structure peut être rapidement altérée. Mais, la peinture est un élément de protection, parmi d'autres :

- le dispositif d'évacuation des eaux,
- l'étanchéité,
- l'étanchéité des joints de chaussée ou la bavette de récupération des eaux sous les joints,
- l'enrobage des aciers,
- les parafouilles,
- l'élimination régulière de la végétation.

Effets de la négligence d'entretien courant des éléments de protection

Des actions régulières de surveillance des ouvrages sont préconisées dans l'ITSEOA (Instruction Technique pour l'Entretien et la Surveillance des Ouvrages d'Art) [1]. Parmi elles, le contrôle annuel permet, notamment, de définir les actions d'entretien courant à mener dans l'année. Grâce à ces dernières, la durabilité des structures est garantie à moindre coût. Intervenir avant que les dégâts ne soient trop importants et nécessitent une intervention lourde sur les ponts est primordial et s'inscrit dans une bonne et rigoureuse gestion patrimoniale. Les ouvrages dont les éléments de protection montrent des défaillances doivent être classés 2E, selon la méthodologie IQOA, ce qui correspond à une défaillance évolutive. Ils nécessitent une attention toute particulière lors du contrôle annuel suivant leur classement.



Photo n° 1 : extrémité du dispositif d'évacuation des eaux absente à proximité d'une poutre métallique – Source : RST

Dispositifs d'évacuation des eaux

Les dispositifs d'évacuation des eaux doivent être bien conçus et bien entretenus de façon à éviter que l'eau puisse endommager les ouvrages. Car l'eau n'est pas seulement dangereuse sur le long terme pour les ponts en métal, elle l'est aussi pour les ouvrages en béton et en maçonnerie. Le béton, en effet, renferme des éléments en acier (armatures passives pour le béton armé ou actives et passives pour le béton précontraint). Les joints de maçonnerie peuvent se déliter sous l'action de l'eau. L'eau est un véhicule pour les agents agressifs (chlorures, sulfates) ou à l'origine de certains phénomènes (cycles de gel-dégel) qui peuvent « attaquer » les éléments porteurs des ponts, après avoir pénétré au cœur des structures.

Les enseignements du passé prouvent qu'une bonne conception, un bon choix de matériaux et une bonne exécution sur le chantier ne garantissent pas à long terme la bonne tenue de l'ouvrage, si une vérification



Photo n° 2 : chute d'eau sur une passerelle de visite devenue dangereuse et inutilisable – Source : RST

de l'état et un entretien des dispositifs de drainage des ouvrages ne sont pas réalisés régulièrement. Cette précaution s'impose avec encore plus d'acuité pour les ouvrages de soutènement, qui peuvent s'effondrer plus ou moins brutalement par surcharge due au dysfonctionnement du système de drainage.

Il est d'autant plus judicieux de mener à bien ces vérifications et cet entretien que ces opérations sont très peu coûteuses et peuvent être réalisées en régie par les services routiers gestionnaires.

Récupération de l'eau sous les joints de chaussée et de trottoirs

Les joints de chaussée et de trottoirs doivent être étanches, soit par eux-mêmes, soit grâce à une bavette de récupération des eaux située en dessous. C'est d'autant plus important pour les ponts en béton précontraint. En effet, à leurs abouts, se situent les

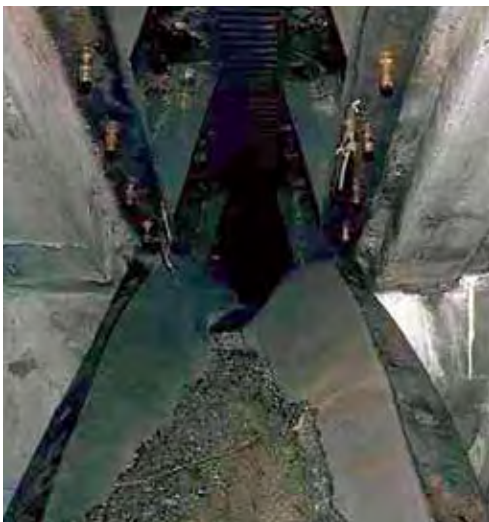


Photo n° 3 : bavette de récupération des eaux sous un joint de chaussée, décrochée de ses fixations, sous la surcharge des débris accumulés par défaut d'entretien
Source : RST



Photo n° 4 : le joint n'est plus étanche par dégagement du caoutchouc + défaut d'étanchéité à l'about du tablier
Source : RST



Photo n° 5 : défaut d'étanchéité du joint de chaussée ou de trottoir, provoquant des coulures d'eau et le décollement du cachetage de la précontrainte transversale d'un VIPP
Source : RST



Photo n° 7 : amoncellement de corps flottants autour d'une pile
Source : RST

ancrages de câbles et des coulures d'eau peuvent s'infiltrer par les têtes d'ancrage. La boue et l'humidité sont également préjudiciables à la bonne conservation des appareils d'appui sur culées.

Systèmes parafouilles

Les appuis en rivière sont protégés par des systèmes parafouilles qui doivent être correctement entretenus. Les corps flottants autour des piles, souvent après une crue importante, doivent être éliminés rapidement pour éviter des phénomènes de tourbillon et des efforts latéraux risquant d'endommager la base des appuis. Les fondations anciennes avec des pieux en bois sont à surveiller particulièrement, surtout si une baisse de niveau d'eau les découvre. Le bois peut alors pourrir. Enfin, les modifications du lit des cours d'eau peuvent avoir des incidences très fâcheuses sur les fondations des appuis en rivière [2]. Elles devraient dans la mesure



Photo n° 8 : érosion des berges et désorganisation de la protection de la pile avec mise à nu d'un encagement – Source : RST

du possible être signalées aux services gestionnaires des ponts.

Élimination de la végétation

La végétation sur les parements d'ouvrages, notamment les murs de soutènement, est parfois considérée comme esthétique, notamment par les riverains. Mais, elle a deux inconvénients : d'une part, elle cache les défauts des parements et gêne la surveillance de leur état, d'autre part, les racines de la végétation peuvent créer une importante désorganisation de la structure. Il est d'ailleurs recommandé d'être très prudent quand on enlève la végétation : la couper à ras du parement et ne pas chercher à extraire les racines profondément ancrées, dont l'arrachement causerait la ruine des ouvrages.



Photo n° 6 : défaut d'étanchéité du joint de chaussée ou de trottoir, provoquant des coulures d'eau en about de poutre de VIPP où se situent des ancrages de précontrainte – Source : RST



Photo n° 9 : végétation rampante sur le parement d'un mur de soutènement – Source : RST



Photo n° 10 : végétation enracinée dans des lacunes, des cavités de la maçonnerie d'un mur de soutènement – Source : RST



Photo n° 11 : défaut d'étanchéité au droit d'une réservation de gargouille mal réalisée – Source : RST



Photo n° 12 : défaut d'étanchéité au voisinage de la fixation de la platine inférieure d'une glissière de sécurité. Coulures d'eau en sous-face de la membrure supérieure d'une poutre de VIPP. La couleur rougeâtre témoigne d'un processus de corrosion d'acier – Source : RST

Effets de la négligence de maintenance préventive des éléments de protection

Chape d'étanchéité

La chape d'étanchéité, sous la chaussée et les éventuels trottoirs, protège la structure de l'eau tombant sur la surface du tablier. Mais, des trous pratiqués pour fixer des équipements sont souvent à l'origine de défauts de chape. La jonction entre les joints de chaussée et les joints de trottoirs sont aussi souvent des points de faiblesse.

Hélas, les visites ou inspections visuelles ne permettent de déceler les défauts d'étanchéité que par les défauts des tabliers en sous-face, une fois que l'eau a déjà traversé les structures.

Il est parfois difficile de localiser le défaut d'étanchéité qui n'est pas toujours situé au droit de la fissure témoignant de la présence du défaut, car l'eau peut cheminer entre le défaut dans la chape et la fissure lui permettant de s'écouler.

Des recherches sont en cours pour détecter les défauts d'étanchéité par le dessus du tablier sur ouvrages en service.

Il demeure néanmoins important de surveiller la présence d'efflorescences ou de stalactites actives au travers des fissures ou des joints pour intervenir le plus tôt possible afin d'éviter que l'eau et les agents agressifs qu'elle peut véhiculer ne causent d'importants dégâts structurels à un tablier ou une voûte.



Photo n° 13 : stalactites actives provenant de la dissolution du mortier des joints entre pierres d'un pont en maçonnerie, par défaut ou absence d'étanchéité favorisant le cheminement de l'eau à travers l'ouvrage – Source : RST



Photo n° 14 : efflorescences et coulures d'eau de couleur rouille, en extrémité d'une poutre de VIPP, le long de câbles relevés de précontrainte, par défaut d'étanchéité – Source : RST



Photo n° 15 : écaillage et éclatement du béton d'une corniche de tablier, sous l'action du gel-dégel, éventuellement complétée par l'attaque des sels de déverglaçage – Source : RST

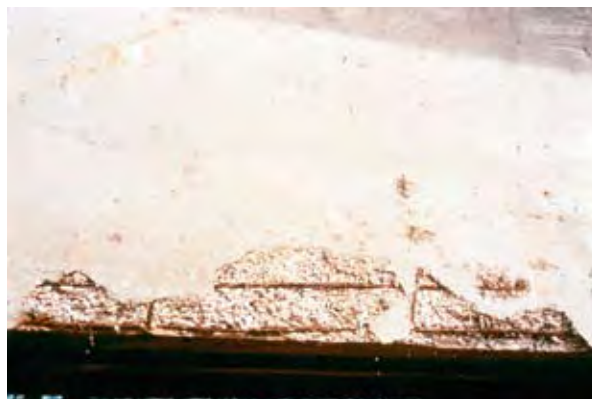


Photo n° 16 : éclatement de béton et armatures corrodées sur le talon d'une poutre de VIPP, par défaut de positionnement du coffrage et donc d'enrobage des aciers – Source : RST

Enrobage des aciers

La pollution liée à un milieu industriel voisin ou à la circulation routière, mais aussi l'épandage de sels de déverglaçage, vont générer des éléments agressifs qui vont pénétrer à l'intérieur du béton s'il est trop poreux ou dégradé. L'enrobage des aciers constitue un élément de protection essentiel, réduisant les risques liés à la porosité et la perméabilité du béton et aux imperfections que sont, entre autres, les inévitables fissures de fonctionnement ou de retrait. Mais la carbonatation du béton en surface, due à la pénétration du gaz carbonique ambiant réduit l'épaisseur efficace de l'enrobage. La protection assurée par celui-ci risque même de disparaître au bout de quelques décennies, sous certaines conditions d'hygrométrie. Des techniques permettent d'évaluer la protection résiduelle réelle des armatures et de prévoir quand les aciers vont commencer à se corroder si on n'intervient pas.

La maintenance préventive des parements en béton trop poreux consiste à appliquer des produits de protection en surface. Pour être efficace, elle doit être réalisée avant que les agents agressifs ou la carbonatation n'aient atteint les armatures.

Le sujet est actuellement une préoccupation internationale. La maintenance préventive est efficace et beaucoup moins coûteuse que la réparation des parements endommagés. Celle-ci demande de supprimer les bétons d'enrobage pollués, de dégager les armatures corrodées, de les passiver et de reconstituer le parement par des mortiers spéciaux. De plus, la durée de vie d'une telle réparation n'excède en général pas 15 ans.

Signalons aussi, entre la maintenance préventive et la réparation, l'intérêt des traitements électrochimiques ou de la protection cathodique des armatures, qui sont plus utilisés à l'étranger qu'en France.

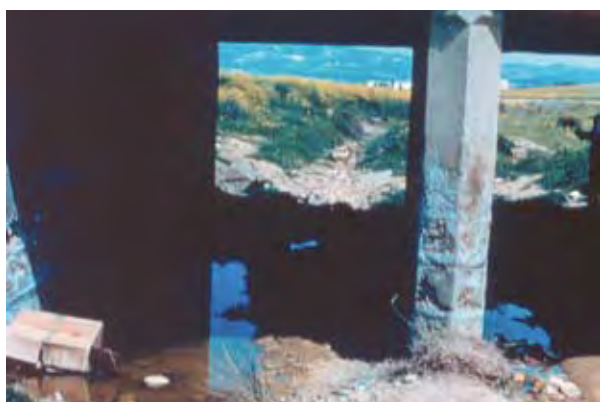


Photo n° 17 : dégradation des parements et attaque en profondeur du béton en pied de pile et sur le mur de front d'une culée, par défaut de protection contre un environnement particulièrement agressif – Source : RST



Photo n° 18 : défaut d'enrobage des armatures d'un talon de poutre de VIPP comprenant de nombreux conduits de précontrainte
Source : RST

Conclusion

Il ne faut pas attendre pour intervenir sur un ouvrage qu'il se trouve dans l'état des illustrations incluses dans cet article. Consacrer une part du budget pour entretenir les éléments de protection, dont le bon état permet de garantir la durabilité des structures, est très pertinent sur le plan économique.

Rappelons ici qu'un guide sur l'entretien des ouvrages d'art [3] a été publié par le Sétra en 2000, pour aider les services en charge du réseau routier à mener à bien cette mission. Le LCPC a lui aussi publié en 2002 un guide concernant la protection des bétons [4] ■

Références bibliographiques

- [1] Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Deuxième Partie - Fascicule 02 : Généralités sur la surveillance - Direction des Routes - LCPC 2002
- [2] Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Deuxième Partie - Fascicule 20 : Zone d'influence - Accès - Abords - Direction des Routes - LCPC 2003
- [3] Entretien des ouvrages d'art - guide à l'usage des subdivisions - Direction des Routes - Sétra 2000
- [4] Protection des bétons par application de produits à la surface du parement - Guide technique du LCPC - décembre 2002

Stages

Ponts Formation Édition : la formation continue de l'École des Ponts dans le domaine des ouvrages d'art

Ponts en maçonnerie 1 ^{re} partie : surveiller et diagnostiquer	11, 12 mars 2008
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 1 : connaissances de base 2 ^e partie	18 au 20 mars 2008
Ponts métalliques et mixtes : de la conception à la réalisation	18 au 20 mars 2008
Cycle « Bétons et nouvelles performances » les BAP : les bétons autoplaçants	2, 3 avril 2008
Prévenir les risques de réaction sulfatique interne dans les bétons	14 et 15 1/2 journée 2008
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 2 : grands ouvrages en béton précontraint	15 mai 2008
Cycle « Formuler les bétons » module 1 : base et pratique de la formulation des bétons	20, 21 mai 2008
Pré-dimensionner et calculer les appareils d'appui structuraux pour ouvrages d'art	27 mai 2008
Cycle « Inspection des Ouvrages d'Art » module 4 : ouvrages métalliques et ponts à câbles stage 2 parties	3 au 5 juin 2008
Prescrire les bétons de structure selon les nouveaux référentiels (NF EN 206-1, Eurocodes, EN 13670, fascicule 65) : • mieux viser la durabilité des ouvrages	4, 5 juin 2008
Ponts en maçonnerie 2 ^e partie : réparer et adapter	10, 11 juin 2008
Exigences techniques pour l'exécution des constructions métalliques (bâtiment et génie civil) : • la nouvelle norme EN 1090	17, 18 juin 2008

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

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

Publications

• Appareils d'appui à pot - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires

Guide technique

Référence : 0734 – Novembre 2007 – 64 pages – Prix de vente : 14 euros

Ce guide technique est destiné essentiellement aux concepteurs de ponts. Les éléments qu'il contient doivent permettre de dimensionner les appareils d'appui à pot d'élastomère en vue d'une utilisation sur les ponts et viaducs routiers, les passerelles et les structures similaires.

Ce document comprend essentiellement :

- une description sommaire de ce type de produit et des équipements particuliers qui lui sont liés ;
- les principaux textes réglementaires de base ;
- les critères de dimensionnement sur la base des textes normatifs préparés par le CEN (Comité Européen de Normalisation) ;
- une méthodologie de calcul, non pas du produit lui-même, mais de son utilisation dans un projet de pont avec un exemple pratique basé sur un cas réel.



• Avis techniques ouvrages d'art

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

Ces avis techniques sont rédigés sous la responsabilité d'une commission mise en place par le SÉTRA, associant l'Administration et la profession représentée par les syndicats.

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

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

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

Avis techniques récents

Étanchéité des ponts-routes

Produit	Entreprise	Date	Validité	Ref.
Sopralène Flam AR P Glacivap	Soprema	06-2007	06-2012	F AT ET 07.01
Orthochape	EIFFAGE TP	09-2007	09-2012	F AT ET 07.02
8 + 22	OF. DES ASPHALTES	11-2007	11-2012	F AT ET 07.03

Ces avis techniques sont consultables sur les sites internet et intranet du SÉTRA (rubrique « Productions ») :

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

Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment au contact des armatures

Note d'information n° 29 - Ouvrages d'art - Décembre 2007

Quelques ruptures de câbles de précontrainte extérieure protégés par du coulis de ciment au contact des armatures ont été observées en France ces dernières années. Il est à noter que depuis la publication de la circulaire n°2001-16 du 28 février 2001, ce type de protection est de fait abandonné pour les câbles de précontrainte extérieure.

Les ouvrages potentiellement concernés sont ceux de la période « début des années 1980 - début des années 2000 ».

Le Séttra vient de publier une note d'information, rédigée avec le LCPC, qui vise à informer les différents maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre sur ce phénomène en présentant l'état des connaissances sur le sujet et en faisant des recommandations :

- sur les investigations qui peuvent être réalisées pour évaluer l'état d'une précontrainte extérieure,
- sur les consignes de sécurité à appliquer,
- sur la conduite à tenir en cas de doute sur un câble ou en cas de rupture constatée.

Renseignements techniques : Centres d'Études Techniques de l'Équipement (CETE).

Calcul des ponts aux Eurocodes - Utilisation du Fascicule 62 Titre V du CCTG

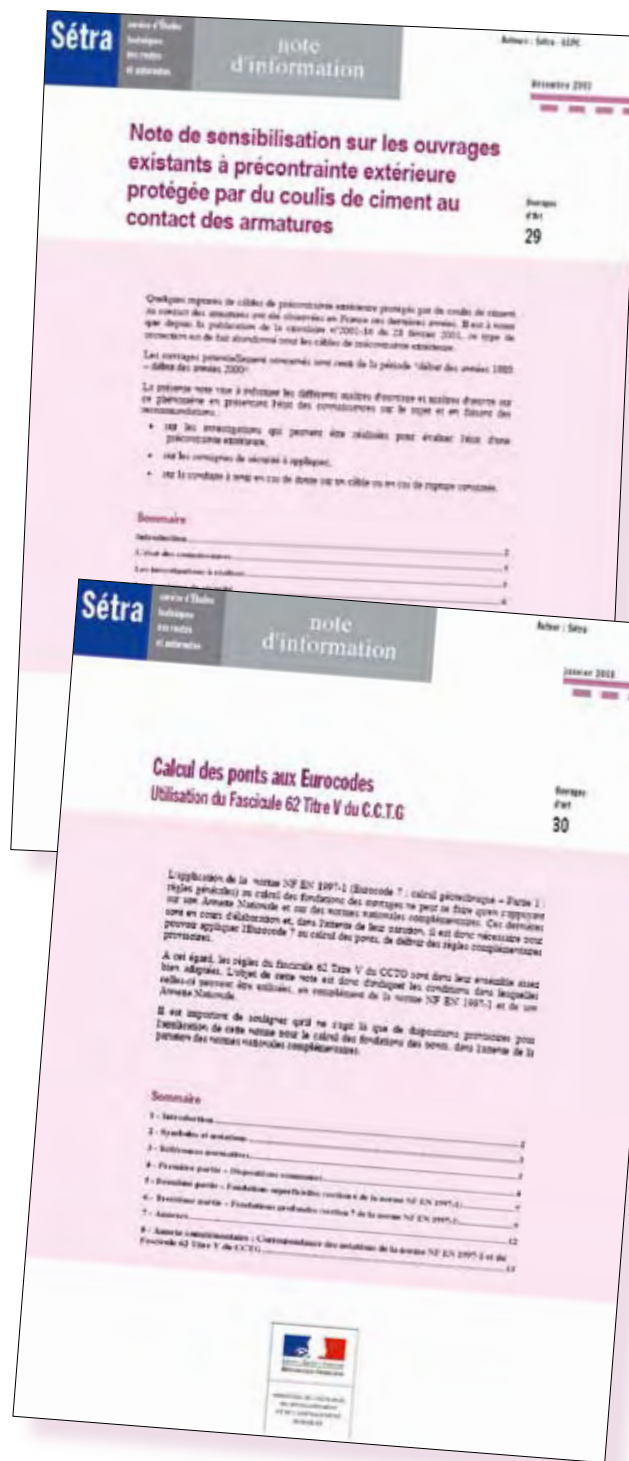
Note d'information n°30 - Ouvrages d'art - Janvier 2008

L'application de la norme NF EN 1997-1 (Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales) au calcul des fondations des ouvrages ne peut se faire qu'en s'appuyant sur son Annexe Nationale et sur des normes nationales complémentaires.

Ces dernières sont en cours d'élaboration et, dans l'attente de leur parution, il est donc nécessaire pour pouvoir appliquer l'Eurocode 7 au calcul des ponts, de définir des règles complémentaires provisoires.

A cet égard, les règles du fascicule 62 Titre V du CCTG sont dans leur ensemble assez bien adaptées. L'objet de cette note est donc d'indiquer les conditions dans lesquelles celles-ci peuvent être utilisées, en complément de la norme NF EN 1997-1 et de son Annexe Nationale.

Il est important de souligner qu'il ne s'agit là que de dispositions provisoires pour l'application de cette norme pour le calcul des fondations des ponts, dans l'attente de la parution des normes nationales complémentaires.



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

- internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- i2 (réseau du Ministère) : <http://intra.setra.i2>

• Mémoar - Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art

Le site intranet et le cédérom Mémoar ont été mis à jour pour tenir compte de la publication des 8 nouvelles fiches suivantes :

Thème	Intitulé de la fiche
Actions préparatoires	Installations de chantier
Ouvrages provisoires	Equipages mobiles des ponts mixtes
Bétonnage	Traitement des non-conformités et défauts apparents des bétons
Ouvrages métalliques ou mixtes - Produits	Les ouvrages métalliques ou mixtes
Ouvrages métalliques ou mixtes - Produits	Aciers de charpente métallique
Ouvrages métalliques ou mixtes - Montage	Le montage des ouvrages métalliques ou mixtes
Ouvrages métalliques ou mixtes - Montage	Les assemblages soudés
Ouvrages métalliques ou mixtes - Protection	Protection contre la corrosion



Accès au site intranet Mémoar : <http://memoar.setra.i2/>
 Pour commander le cédérom Mémoar d'octobre 2007 (Référence : 0757CD), s'adresser au bureau de vente du Séttra

• Le site Eurocodes du Séttra est ouvert

Ce site est destiné à fournir, aux maîtres d'ouvrages, aux maîtres d'œuvre et aux bureaux d'études, des informations pour la conception d'ouvrages d'art en s'appuyant sur les Eurocodes(*) :

- liste actualisée des documents techniques de référence et des Eurocodes publiés ;
- fiches descriptives de logiciels de calcul et de vérification d'ouvrages en conformité aux Eurocodes ;
- foire aux questions (36 questions - réponses déjà consultables) ;
- base de données d'ouvrages réalisés avec le référentiel Eurocodes (en cours d'alimentation).

(*) Les Eurocodes sont les normes françaises homologuées transposant les normes européennes pour la conception et la vérification des ouvrages de bâtiment et de génie civil. Entamée il y a 30 ans, la rédaction des Eurocodes est terminée. L'Europe dispose d'un corpus unique, qui garantit la fiabilité et la sécurité des structures sur de mêmes bases. Les pays européens ont jusqu'à 2010 pour mettre en œuvre les Eurocodes.



Pont de Salomon (Ch. Lavigne, architecte)

À consulter sur :

Internet : <http://www.eurocodes.setra.equipement.gouv.fr>

Via le réseau intranet du Ministère : <http://eurocodes.setra.i2>

Coordonnées des rédacteurs

Raja Asmar
Freyssinet
Tél : 01 46 01 84 49

Emmanuel Bouchon
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 80

Jean pierre Buys
Freyssinet
Tél : 01 46 01 84 84

Pascal Charles
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 79

Dominique Deschamps
Freyssinet
Tél : 01 46 01 84 83

Evelyne Humbert
CGPC/S3
Tél : 01 40 81 23 06

Béchara Kassis
Butec
Tél : 00 961 1 512 333

Nathalie Odent
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 35 99

Antoine Salame
Gicome
Tél : 00 961 1 200 533

Wadih Salha
Gicome
Tél : 00 961 1 200 533

Philippe Vion
Sétra CTOA
Tél : 01 46 11 32 68

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère de l'Écologie, du Développement et de l'Aménagement durables.

Vous y trouverez :

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

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

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

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

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

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

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- sur i2 (réseau du Ministère) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0811**

*Couverture - crédit photos : Jean-Pierre Buys (Freysinet), RST
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2008 Sétra - Dépôt légal : 1^{er} trimestre 2008 - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-094655-3*



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

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

