



ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE **N° 6/2015**(anciennement : Annales de l'I.T.B.T.P.,
Revue créée en 1948)**DIRECTEUR DE LA PUBLICATION**

Serge KEBABTCHIEFF

RÉDACTION**Rédacteur en chef**François BUYLE-BODIN,
université de Lille**Représentant l'Union
des Associations Françaises
de Génie Civil**

Jean-Marc TANIS (EGIS), Président

**Représentant
l'Association Française
de Génie Civil AFGC**Bruno GODART (IFSTTAR),
Président du CA
Patrick GUIRAUD (Cimbéton),
Président du Comité des Affaires Générales
Thierry KRETZ (IFSTTAR),
Président du Comité Scientifique et Technique**Représentant l'Association
Universitaire de Génie
Civil AUGC**Olivier PLÉ,
Président du CA
Sofiane AMZIANE (Université de Clermont-
Ferrand), Président du Conseil Scientifique
Hélène CARRÉ (université de Pau),
chargée du prix jeunes
chercheurs René Houpert**Représentant l'Ifsttar**

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

**Représentant l'Union des Ingénieurs et
Scientifiques Francophones UISF**

Élie ABSI, président

Relations internationales

Zoubair LAFHAJ, École Centrale de Lille

ABONNEMENT :

Editions ESKA

<http://www.eska.fr>12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS
Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35**FABRICATION : AGPA EDITIONS**4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne
Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04
E-mail : agpaedit@wanadoo.fr**PUBLICITÉ - À la rédaction****IMPRESSION :**

Imprimé en France

JANVIER 2016

sommaire

éditorial

Le Génie Civil en transition

Transition écologique et énergétique

- Eugène Freyssinet (1879-1962) - Un pionnier de la transition écologique .. 8
A pioneer of ecological transition
 Frank GUYON

Diagnostic, réparation et maintenance

- Viaduc de Millau - Étude du comportement thermique du tablier par analyse
 des mesures de la température dans le caisson métallique 14
Assessment of Thermal actions in the steel box girder of the Millau Viaduct
 Luc DEFAUCHEUX, Hervé DESPRETS, Ziad HAJAR, Claude SERVANT,
 Michel VIRLOGEUX
- Présentation des premiers résultats de l'expérimentation de la poutre
 du VIPP de Clerval 25
Presentation of the initial results of the tests on the precast, prestressed
concrete bridge beam of the viaduct from Clerval
 Christophe AUBAGNAC, Didier GERMAIN, Adrien HOUEL, Raphaëlle SADONE,
 Jean-Philippe MAHERAULT, Jean-Jacques BRIOIST, Claire MARCOTTE
- Diagnostic et réparation de 4 viaducs métalliques exceptionnels de type Eiffel .. 36
Diagnosis and restoration of 4 exceptional Eiffel-type rail viaducts
 Cédric LAMARSAUDE, Renaud LECONTE, Christophe RAULET,
 Claire DEFARGUES
- Déformations différées de structures en béton : le cas des ponts de Savines
 et de Chevire 44
Delayed deformations of concrete structures: the Savines Bridge
and the Chevire Bridge
 J-P. SELLIN, J-F. BARTHÉLÉMY, G. BONDONET, B. CAUVIN, J-M. TORRENTI

Architecture et paysage

- Un nouvel ouvrage patrimonial en BFUP, distinction de l'équerre d'argent
 2014 : le mémorial international de Notre-Dame de Lorette 52
A new heritage place erected in UHPFRC: the International Memorial of WW I
in Notre Dame de Lorette, France
 Philippe PROST, Stéphane DANDOY, Jérôme FREZIN

Innovation et progrès dans le domaine des matériaux

- Structures à hautes performances à base de lamellé-collé et de BFUP 61
High performance structures composed by glulam and UHPC
 Laurent MICHEL, Kanhchan KONG, Emmanuel FERRIER

abstracts — résumés	4
annonces de colloques	68
bulletin d'abonnement	2
recommandations aux auteurs	72



Photos de couverture : les auteurs
 Crédits photos : les auteurs



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour **l'année 2016** (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 264 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 318 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 330 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 380 € |

Je joins : ☐ Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA
☐ Un virement bancaire aux Editions ESKA -
 BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 6/2015

LISTE DES ANNONCEURS

ANNONCES DE COLLOQUES : Journée technique ACI 2016, p. 68

RS2016 Symposium, p. 69-70

Work Shop International, p. 71

éditorial

Chers lectrices et lecteurs.

Le précédent numéro reprenait un ensemble de communications faites à GC'2015 qui portaient sur les thèmes « Innovation et progrès & Gestion et valorisation des matériaux ».

Le présent numéro continue la présentation d'articles issus de communications faites à GC'2015, dont je rappelle que la sélection a été faite conjointement par le comité scientifique de la manifestation et le comité éditorial de la revue.

Le titre général du colloque était « Le Génie Civil en transition ». Les articles de ce numéro relèvent des sessions « Transition écologique et énergétique, Diagnostic, Réparation et Maintenance, Architecture et Paysage & Innovation et Progrès dans le domaine des Matériaux ».

Le premier article présente divers aspects de l'œuvre d'Eugène Freyssinet, un pionnier de la transition énergétique. Il est proposé par Franck Guyon qui anime avec énergie l'association Eugène Freyssinet dont le but est de rappeler et mettre en évidence le précurseur qu'il fut dans de nombreux domaines du Génie Civil.

Le second traite de l'étude du comportement thermique du tablier du Viaduc de Millau par analyse de mesures de température dans le caisson métallique. L'article met en évidence la qualité de l'instrumentation mise à demeure dans l'ouvrage et de l'interprétation des mesures en vue de garantir son bon comportement dans le temps.

Le troisième article présente une expérimentation en vraie grandeur d'une poutre extraite d'un VIPP puis renforcée. Il s'agit d'un essai exceptionnel, qui a nécessité la réalisation d'une plateforme expérimentale spéciale et la mobilisation de nombreuses équipes de chercheurs et de spécialistes du CEREMA et de l'IFSTTAR. Les résultats sont encore en cours d'analyse, mais d'ores et déjà viennent conforter les modèles de comportement des structures en béton dégradées et renforcées par des composites.

Les deux articles suivants traitent du diagnostic, de l'analyse du comportement et de la réparation d'ouvrages métalliques ferroviaires en treillis du XIX^e siècle ou en précontraint de la deuxième moitié du XX^e siècle.

Puis un article est consacré à un monument qui a fait l'actualité lors des manifestations du centenaire de la première guerre mondiale, le mémorial de Notre Dame de Lorette. On découvrira l'architecture originale et la prouesse technique facilitée par l'emploi de pièces en BFUP dont certaines ont été assemblées par précontrainte.

Enfin, le dernier article présente des recherches sur un nouveau concept de matériau de structure mixant lamellé-collé et renforts en composite.

L'année 2015 se clôt ainsi avec les derniers articles issus de GC'2015. L'année 2016 débutera avec des articles issus de nos partenaires de la Francophonie et de la communauté française universitaire de Génie Civil.

**Le rédacteur en chef,
Prof. François Buyle-Bodin**

résumés — abstracts

VIADUC DE MILLAU - ÉTUDE DU COMPORTEMENT THERMIQUE DU TABLIER PAR ANALYSE DES MESURES DE LA TEMPÉRATURE DANS LE CAISSON MÉTALLIQUE

Luc DEFAUCHEUX, Hervé DESPRETS, Ziad HAJAR,
Claude SERVANT, Michel VIRLOGEUX

Lors de sa réalisation et en raison de son caractère exceptionnel, le viaduc de Millau a fait l'objet d'une instrumentation importante dont l'objectif est d'une part la surveillance et le suivi du comportement de l'ouvrage dans le temps, et d'autre part la validation des hypothèses de calcul (Vent, Température...) qui ont servi au dimensionnement de l'ouvrage.

Compte tenu de l'importance structurelle des effets thermiques, le caisson métallique du tablier a été équipé de 27 sondes de température dans une section située en travée P2-P3 afin de permettre des enregistrements en continu depuis la mise en service fin décembre 2004.

L'objet de cet article est de présenter les résultats de l'étude menée par le bureau d'études d'Eiffage TP avec les conseils de Michel Virlogeux qui avait piloté une étude similaire réalisée sur le caisson métallique du pont de Normandie [1] et dont les résultats avaient permis par ailleurs de définir les hypothèses des actions thermiques retenues pour les études d'exécution du viaduc de Millau.

Les analyses menées en exploitant une série d'enregistrements réalisés sur une période de 7 ans allant de 2005 à 2011, ont permis de connaître avec précision le comportement thermique du tablier, à savoir l'évolution des valeurs extrêmes de la température moyenne du caisson, des valeurs des gradients thermiques, vertical et transversal, ainsi que la concomitance entre les deux phénomènes moyennant une analyse statistique. Il a également été déterminé la corrélation de ces grandeurs avec les données météorologiques et plus particulièrement la température ambiante et l'ensoleillement (rayonnement thermique), mais également avec l'ouverture des joints de chaussées.

Enfin les résultats obtenus ont permis de vérifier la pertinence des hypothèses thermiques retenues pour le dimensionnement de l'ouvrage.

ASSESSMENT OF THERMAL ACTIONS IN THE STEEL BOX GIRDER OF THE MILLAU VIADUCT

The Millau viaduct crossing the tarn valley in southern France is a multi-span cable-stayed bridge, with a total length of 2460 m. It was formally inaugurated on 14 December 2004. This exceptional structure was the object of a large scale instrumentation program, which aims firstly monitoring the long-term behavior of the structure and secondly verifying design assumptions (Wind, temperature...). Given the fundamental influence of thermal actions on the behavior of the structure, the orthotropic steel box girder was equipped with 27 temperature sensors in a section located in span P2-P3, to allow continuous records.

The purpose of this paper is to present the results of the study carried out by the Eiffage TP engineering department under the

guidance of Michel Virlogeux who had led a similar study on the steel box deck of the Normandy Bridge [1], the results of which were also allowed to define the assumptions of thermal actions selected for detailed design of the Millau viaduct.

The analysis carried out by exploiting a series of recordings made over a period of 7 years from 2005 to 2011, helped to accurately know the thermal behavior of the deck, namely the evolution of extreme values of the average temperature of the box, values of thermal vertical and transversal gradients, and the simultaneity of these two actions by means of a statistical analysis. It was also determined the correlation of these variables with meteorological data (temperature and thermal radiation), but also with the opening of expansion joints.

Finally, the results obtained allowed to verify the relevance of thermal assumptions underlying the design of the structure.

PRÉSENTATION DES PREMIERS RÉSULTATS DE L'EXPÉRIMENTATION DE LA POUTRE DU VIPP DE CLERVAL

Christophe AUBAGNAC, Didier GERMAIN,
Adrien HOUEL, Raphaëlle SADONE,
Jean-Philippe MAHERAULT, Jean-Jacques BRIOIST,
Claire MARCOTTE, Sylvain CHATAIGNER,
Aghiad KHADOUR, Marc QUIERTANT

Le projet d'expérimentation de la poutre de Clerval prévoit de solliciter la poutre en flexion trois points en alternant des phases de renforcement par matériaux composites collés et des phases d'essais de chargement. Ces essais de chargement ont été menés en 2014, jusqu'à la rupture de la poutre en flexion. Ils ont nécessité la construction fin 2013 au DL Autun d'une plateforme de chargement constituée d'une longrine en béton armé réalisée dans le sol, de 35 m de longueur pour une largeur en partie supérieure de 2 m, et de micro-pieux, de capacité de chargement supérieure à 300 tonnes.

Préalablement aux essais de chargement, ont été menées des investigations ayant pour objectifs de caractériser le béton de la poutre, de préciser le tracé des câbles de précontrainte, d'apprécier la qualité de l'injection des conduits et d'estimer les tensions résiduelles des câbles. La poutre a fait l'objet d'un renforcement à la flexion par lamelles pultrudées carbone (procédé LFC de Freyssinet) collées en sous-face du talon, appliquées en deux phases.

Lors des essais de chargement à rupture du 30 octobre 2014, il a été nécessaire de gérer 187 points de mesure (déformations du béton, des fils de précontrainte, des renforts composites collés, ouvertures de fissures, flèches et rotations, températures). Pour y parvenir, ont été utilisées vingt-cinq centrales d'acquisition PEGASE connectées en WIFI. Le logiciel superviseur SYSADYP, développé par le Laboratoire d'Aix, a permis de gérer les données de l'instrumentation avec une fréquence d'acquisition de 10 Hz.

La DTer Nord Picardie a installé sur le dessus de la poutre trois courburemètres, complétés par le prototype de courburemètre « invar » du laboratoire d'Aix.

Le laboratoire SMC de l'IFSTTAR a installé :

- un système de mesure d'émission acoustique pour détecter et suivre la fissuration de la poutre pendant les différentes phases de chargement,
- le système de surveillance acoustique CASC2 pour détecter et localiser les principaux événements intervenant lors de la rupture de la poutre en flexion.

Trois fibres optiques de type Sensornet ont été scellées dans des rainures au niveau de la fibre supérieure de la poutre et du flanc du talon dans une rainure. Pour évaluer le fonctionnement du renforcement par composites collés, plusieurs fibres monomodes revêtues d'une gaine polyimide ont été installées au niveau des interfaces de collage.

Préalablement à l'essai de chargement à rupture du 30 octobre 2014, la poutre a fait l'objet :

- d'essais de chargement « de fissuration » avant renforcement,
- d'essais de chargement « de fissuration » après chacune des deux phases de renforcement.

Ces essais ont permis de constater que la section pré-fissurée S4 réagissait la première, ce qui a conduit à prendre la décision de tronçonner les renforts de première phase au droit de la seconde section pré-fissurée S2.

Au cours des essais de chargement à rupture, on a pu observer le développement de nouvelles fissures :

- réseau de fissures sur l'âme de la poutre, inclinées et remontant vers le point d'application de la force ou verticales,
- fissuration horizontale du béton d'enrobage de la nappe inférieure de câbles de précontrainte en talon de poutre, entre les sections S2 et S4,
- fissuration longitudinale visible en sous-face de talon de poutre entre les paquets de lamelles.

La rupture en flexion observée de la poutre a eu lieu en trois phases successives :

1. première rupture des renforts composites collés latéraux de la première phase de renforcement par délamination du béton d'enrobage des câbles de précontrainte entre les sections S2 et S4 : force maximale = 614 KN (par la suite, l'effort mobilisé pour le chargement n'a cessé de décroître), flèche maximale = 20 cm ;
2. seconde rupture des renforts composites collés, notamment renforts centraux de la seconde phase de renforcement, par délamination du béton d'enrobage des câbles de précontrainte ou décollement des renforts centraux ;
3. rupture définitive de la poutre en section S2 pour une flèche maximale de 40 cm : fracture verticale remontant dans la table supérieure à quelques centimètres seulement de la fibre supérieure.

Différentes modélisations ont été effectuées dans le cadre de cette opération.

Les études préparatoires, pour le fonctionnement en flexion et au cisaillement de la poutre, ont consisté en une approche ultime du fonctionnement des sections transversales.

Dans un deuxième temps, des calculs prédictifs ont été menés pour préparer les chargements en flexion : modélisations simples en flexion 3 points (modèle à barres – ST1).

L'équipe projet travaille encore à l'exploitation des résultats des mesures et à la confrontation avec les prévisions de calculs plus évolués, cependant plusieurs éléments « remarquables » ont été mis en évidence :

- rôle favorable des renforts composites collés sur l'ouverture des fissures et le contrôle de la fissuration ;
- les instrumentations mises en oeuvre sur la poutre se complètent, se recoupent et permettent de mettre en évidence les changements de comportement des sections et de la poutre

au cours du chargement, ainsi que les valeurs d'effort « charnières » ;

- malgré les auscultations nombreuses réalisées, toutes les prévisions des calculs se sont révélées optimistes ;
- il aura cependant fallu une flèche 20 cm pour atteindre la capacité maximale de la poutre ;
- les renforts composites ont augmenté la résistance à la rupture en flexion de la poutre de béton précontraint endommagée.

PRESENTATION OF THE INITIAL RESULTS OF THE TESTS ON THE PRECAST, PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE BEAM OF THE VIADUCT FROM CLERVAL

The territorial Division for the Central-Eastern Regions (DterCE) of Cerema in France has set up an experimental project about a 30 m prestressed concrete bridge girder recovered during the demolition of a bridge.

This project aims to

- *improve the technical and auscultation materials, methods of interpretation, modeling tools and calculation of "Independent Viaducts and span precast prestressed beams", essential to carry out a relevant reassessment of their performance.*
- *obtain a better understanding of the mechanical behavior of structures reinforced with bonded FRP by offering suitable justification methods.*

Other Divisions of Cerema, IFSTTAR thanks to their specializations measurements on structures were also involved in this project. In mid-April 2014, the beam was transported to the loading platform to submit it to 3 points bending load tests with over 200 sensors. Before testing, a accurate diagnosis of the beam has been achieved.

Three series of tests were carried out in 2014:

- *A first series of tests "cracking" before reinforcement,*
- *A second series of tests "cracking" after a first phase of reinforcement bonded composite materials,*
- *A third series of tests "cracking" after a second and final phase of reinforcement bonded composite materials. This final test was gradually led to a complete rupture of the beam.*

This first unique experience on a VIPP beam reinforced with FRP allows us to deliver some first lessons:

- *The real failure of the beam was held to a force of about 61 tonnes (vertical displacement at mid-span = 20 cm). Thereafter, the effort has been decreasing.*
- *The complete failure by delamination of the bonded composite reinforcements (which have thus accompanied the beam to maximum effort of loading), was held to a force of about 59 tonnes (vertical displacement at mid-span = 27 cm).*
- *The complete failure in bending in a controlled section was obtained (vertical displacement at mid-span more than 40 cm).*

The maximum stresses that have been recorded in the materials are following orders of magnitude:

- *Compression of the concrete: more than 65 MPa recorded by the optical fibers;*
- *Overstrains in prestressing cable: more than 600 MPa recorded by local deformation gauges;*
- *Tensile stresses of the FRP reinforcement (measured at bonding interfaces): more than 900 MPa recorded by the optical.*

For information, the technical characteristics of used FRP process sets the tensile stress limit for the SLS calculation of the composite at 500 MPa.

DIAGNOSTIC ET RÉPARATION DE 4 VIADUCS METALLIQUES EXCEPTIONNELS DE TYPE EIFFEL

Cédric LAMARSAUDE, Renaud LECONTE, Christophe RAULET, Claire DEFARGUES

Dans le cadre de la maîtrise d'œuvre du Plan Rail Auvergne réalisée par SETEC pour le compte de RFF, la société DIADES a en charge le diagnostic des 4 viaducs métalliques du XIX^e siècle situés sur la ligne LAVAUFANCHE / ST GERMAIN-DES-FOSSÉS et dont 2 inscrits au titre du patrimoine des monuments historiques.

La mission a consisté, après le recueil et l'analyse des archives des viaducs, à réaliser un programme d'investigations et de diagnostic complet comprenant les relevés dimensionnels et les inspections de l'ensemble des structures métalliques à partir de techniques acrobatiques, à réaliser le diagnostic anticorrosion et les contrôles par magnétoscopie, à prélever des échantillons et les analyser en laboratoire, à mettre au point un modèle de calcul par ouvrage sous le logiciel Pythagore avec la collaboration de SETEC TPI, à définir un programme d'essais de chargement et à réaliser des épreuves statiques.

Les modèles ainsi calibrés, et correspondants à la réalité du fonctionnement des ouvrages, ont permis d'étudier au mieux les réparations dans les délais de fermeture impartis de la ligne.

DIAGNOSIS AND RESTORATION OF 4 EXCEPTIONAL EIFFEL-TYPE RAIL VIADUCTS

Under the Auvergne Rail Plan signed between the State, the Auvergne region and Réseau Ferré de France (RFF), major renovations of railway infrastructure were carried out under the project management SETEC. DIADES was responsible for the diagnosis of four metal nineteenth-century viaducts situated on the Lavaufanche/Saint-Germain des Fossés line, two of which were made by the young Eiffel Company and the other two by the Fives Lille Company.

Once the viaducts' archives were gathered and analysed, the task consisted of carrying out a complete diagnostic and investigative program (dimensional measurements, detailed inspections, anti-corrosion diagnosis, spectrophotometry, taking and analysis of samples, recalculations of the structures with fatigue calculations) and then defining the program of restoration and painting works of two viaducts while addressing the problem of the presence of lead in old paint.

The presented works were carried out on the Rouzat viaduct by Lassarat under the project management of DIADES.

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DE STRUCTURES EN BÉTON : LE CAS DES PONTS DE SAVINES ET DE CHEVIRÉ

J-P. SELLIN, J-F. BARTHÉLÉMY, G. BONDONET, B. CAUVIN, J-M. TORRENTI

Il est connu depuis le début du 20^e siècle que les structures en béton (armées, précontraintes) se déforment au cours du temps. Ces déformations dues au fluage et au retrait du béton, ainsi qu'éventuellement à la relaxation des aciers de précontrainte, engendrent des problématiques de qualité de service pour les usagers et peuvent amener à des redistributions de contraintes dans la structure. Cet article illustre ces phénomènes à l'échelle des ponts de Savines et de Chevire. Ceux-ci ont été choisis d'une part pour les effets spectaculaires des déformations observées et d'autre part pour la quantité importante de mesures disponibles. L'objet de l'étude est de comparer les mesures in-situ aux flèches théoriques calculées sur la base des lois de dimensionnement

actuelles. La comparaison montre que, au moins pour ces ponts, ces lois sous-estiment systématiquement les déformations à long terme. Afin d'anticiper le comportement prochain de l'ouvrage, il est alors essentiel d'adapter ces lois afin de prédire les déformations futures et par conséquent les éventuelles redistributions d'efforts permettant ainsi d'identifier les maintenances adéquates. Ce rapport présente une des adaptations possibles des lois et discute des hypothèses utilisées, en particulier de l'évolution des fonctions de fluage et de retrait pour le béton mais également de celle de la fonction de relaxation des aciers.

DELAYED DEFORMATIONS OF CONCRETE STRUCTURES: THE SAVINES BRIDGE AND THE CHEVIRÉ BRIDGE

Since the beginning of the 20th century, it is known that concrete structures deform with time. The deformations resulting from concrete creep and shrinkage and steel relaxation are the source of serviceability troubles for users and may distribute unwanted stresses into the structure. The paper deals with two representative examples: the Savines Bridge and the Chevire Bridge. They were chosen on the one hand because of the spectacular delayed deformations observed and, on the second hand, thanks to the large amount of available measurements. The aim of the study is to compare the in-situ measurements with theoretical deflections calculated on the basis of the current design standards. The comparison shows that, at least for these bridges, these laws systematically underestimate the long-term deformation. In order to forecast the future state of the structure, it is proposed to adapt creep and shrinkage laws by means of a least square minimization algorithm. It enables therefore to predict the evolution of deflection, potential redistribution of stresses and identify adequate retrofitting. This report presents a possible adaptation of laws and discusses the assumptions, especially the evolution of the functions of creep and shrinkage for concrete but also that of the steels relaxation function.

UN NOUVEL OUVRAGE PATRIMONIAL EN BFUP, DISTINCTION DE L'ÉQUERRE D'ARGENT 2014 - LE MÉMORIAL INTERNATIONAL DE NOTRE-DAME DE LORETTE

Philippe PROST, Stéphane DANDOY, Jérôme FREZIN

Sous Maîtrise d'Ouvrage de la Région Nord-Pas de Calais, l'Architecte Philippe Prost a conçu un Mémorial International en hommage aux 579 606 soldats, de toutes nationalités, tombés au cours de la Première Guerre Mondiale. Inauguré le 11 Novembre 2014 par le Président de la République, ce monument a également été distingué par le Jury de l'Équerre d'Argent dans la catégorie « Culture, jeunesse et sports ».

Le matériau choisi par l'Architecte pour la réalisation de la structure est un Béton Fibré à Ultra-Haute Performance (BFUP) ; une partie des éléments préfabriqués qui constituent le Mémorial sont assemblés par précontrainte.

Les équipes d'Eiffage TP ont réalisé cet ouvrage, avec les procédés propres à l'entreprise : le BSI® (le BFUP d'Eiffage), et le système de précontrainte DSI®.

A NEW HERITAGE PLACE ERECTED IN UHPFRC : THE INTERNATIONAL MEMORIAL OF WW I IN NOTRE DAME DE LORETTE, FRANCE

Under the ownership of Region Nord Pas de Calais, the Architect Philip Prost designed an International Memorial in remembrance of the 579 606 soldiers, from numerous nationalities, killed on the West Front in World War One. The

Memorial has hosted the November 11th, 2014 Commemoration, led by the French President.

The Architect and the Engineer designed the ring-shaped pedestrian structure with Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. The ring includes a pre-stressed beam, with a 57 meters central span.

The memorial was erected by EIFFAGE teams, with 2 of its specific products : BSI®, the UHPFRC concrete used on the viaduc de Millau toll, and DSI® pre-stressing system.

STRUCTURES À HAUTES PERFORMANCES À BASE DE LAMELLÉ-COLLÉ ET DE BFUP

Laurent MICHEL, Kanhchan KONG,
Emmanuel FERRIER

Le début du XXI^e siècle est marqué par la prise de conscience collective de construire en respectant le plus possible notre environnement. Outre le travail sur des nouveaux matériaux plus propres, il est nécessaire de penser à de nouveaux systèmes constructifs. Dans une logique d'optimisation, ces matériaux doivent être judicieusement placés afin de n'utiliser que leurs caractéristiques positives. Le travail présenté concerne le développement de concepts bois-BFUP renforcés par des armatures alternatives, le tout assemblé par collage. Les études menées concernent des poutres lamellé-collé renforcées de planches BFUP disposées en zone comprimée et de renforts composites en zone tendue. Différentes solutions de renforcement en zone tendue sont traitées. Un travail sur des panneaux autoporteurs a également été effectué. L'ensemble des études expérimentales a contribué au développement de méthodes de calcul globales permettant de prédire le comportement de ces structures mixtes.

L'analyse des résultats montrent que l'association bois-BFUP est une solution très efficace du point de vue des résistances aux

Etats Limites Ultimes mais également au point de vue des Etats Limites de Service qui sont pour la plupart du temps les facteurs limitants dans les structures en bois. Les études montrent également que l'association de matériaux comme le BFUP et le bois pourrait permettre la mise en valeur de matériaux sous évalués à l'heure actuelle car considérés comme trop faibles pour une utilisation individuelle dans le domaine de la construction.

HIGH PERFORMANCE STRUCTURES COMPOSED BY GLULAM AND UHPC

In beginning of the XXI century a focus is done on building collective awareness in order to respect as possible our environment. In addition to using new cleaner materials, it is necessary to think of new construction systems. With an optimization purpose, these materials must be carefully placed in a composite structure in order to use their best mechanical properties positive.

This work concerns the development of wood-reinforced UHPC concepts reinforced by alternative FRP rebars (carbon, glass), all assembled by bonding. The studies involve glulam beams reinforced UHPC boards arranged in compression zone and FRP reinforcements are placed in the tensile area. Different in tensile zone reinforcement solutions are processed. Four point bending test are done to evaluate the mechanical behaviour. All experimental studies contributed to the development of global computing methods to predict the behavior of such composite structures.

Analysis of the results show that combining wood-UHPC is a very effective solution from the point of view of resistance at Ultimate Limit State but also in terms of Serviceability limit states which are most often the limiting factors in wooden structures. Studies also show that the combination of materials as wood and UHPC could allow the development of wood materials undervalued at present because they are considered too low for individual use in the field of construction.

Transition écologique et énergétique

EUGÈNE FREYSSINET (1879-1962) UN PIONNIER DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE

A PIONEER OF ECOLOGICAL TRANSITION

Frank GUYON

Association Eugène Freyssinet

1. LA RESPONSABILITÉ ET L'ÉTHIQUE DU CONSTRUCTEUR SELON EUGÈNE FREYSSINET

Deux citations tirées d'un discours prononcé par Eugène Freyssinet le 20 octobre 1947 lors du jubilé scientifique d'Albert Caquot permettent de résumer sa pensée :

- « *L'action et la responsabilité du constructeur rejoignent donc celles des chefs qui dirigent les activités éthiques, politiques ou guerrières des sociétés humaines, il est avec eux un des guides responsables de leur prospérité ou de leur déclin, du bonheur ou du malheur de leurs membres* ».
- « *Utiliser au mieux les ressources de la collectivité n'est donc pas, pour le constructeur, un simple moyen d'ac-*

quérir gloire ou fortune, ou élégance d'esprit. C'est une impérieuse obligation morale ».

Au cours de sa longue carrière, Eugène Freyssinet a recherché l'optimum de la matière et des moyens de réalisation pour répondre à cette impérieuse et exigeante obligation, et ainsi assumer sa responsabilité de constructeur à l'égard de la société. S'il fallait être encore plus concis pour résumer l'éthique d'Eugène Freyssinet, deux formules s'imposeraient : faire plus avec moins, faire mieux autrement.

La transition écologique peut faire sienne ces deux formules, à cette nuance qu'Eugène Freyssinet ne songeait pas à économiser les ressources de la planète pour les générations futures mais bien à optimiser l'emploi des ressources disponibles pour mieux satisfaire les besoins de ses contemporains.

2. LE CHÔMAGE DE MASSE A DÉVELOPPÉ DES RÉFLEXES CONTRAIRES À L'ÉTHIQUE D'EUGÈNE FREYSSINET

L'éthique d'Eugène Freyssinet est faite d'un souci d'économie hérité de siècles de pénurie. Les sociétés contemporaines ont quelque peu oublié la sagesse ancestrale dans l'emploi des ressources. Grisées par la recherche de l'exploit technique, elles ont parfois négligé l'examen des besoins à satisfaire. Grisées par la croissance économique, elles ont longtemps voulu croire que les ressources disponibles étaient illimitées et longtemps négligé les conséquences mêmes de la croissance sur le devenir de la planète.

Le chômage de masse, apparu en France en 1975, a mis fin à l'illusion de l'abondance du travail et à l'insouciance du lendemain des Trente Glorieuses. Il a aussi développé des réflexes radicalement contraires à l'éthique d'Eugène Freyssinet et de la transition écologique.

Pour protéger l'emploi, les individus, les entreprises, les groupes de pression, ont voulu :

- faire autant avec beaucoup plus avec pour alibi le principe de précaution (par exemple diagnostic médical),
- créer des besoins artificiels et les satisfaire à grands frais avec pour alibi le progrès technique (par exemple téléphonie mobile).

Le génie civil a plutôt bien résisté à la tentation du gaspillage organisé pour deux raisons conjuguées : la concurrence y règne, le souci de l'excellence est incompatible avec le gaspillage.

3. FAIRE PLUS AVEC MOINS CHEZ EUGÈNE FREYSSINET

Une réalisation de sa période béton armé : le pont de Plougastel 1925-1930.

Un cintre en bois construit sur la rive et déplacé par flottaison en utilisant les marées de la rade de Brest (Figures 1, 2, 3).

Un cintre unique pour réaliser successivement les 3 arcs en béton armé de 186 m de portée, record du monde (Figures 4, 5, 6).

Le pont de Plougastel est une leçon de transition écologique : l'ouvrage est conçu pour permettre l'emploi du cintre réutilisable, pour faire plus avec moins. L'excellence pour Eugène Freyssinet est l'excellence dans les procédés de réalisation.

4. FAIRE MIEUX AUTREMENT CHEZ EUGÈNE FREYSSINET

4.1. La découverte en 1928 d'un matériau nouveau : le béton précontraint

Fruit d'une lente maturation, le béton précontraint procède de l'idée que le béton armé ne réalise pas l'optimum du mariage de l'acier et du béton, que l'on peut faire mieux en comprimant le béton pour lui interdire de fissurer à l'aide de câbles d'acier fortement tendus qui lui transmettent leur tension.



Figure 1

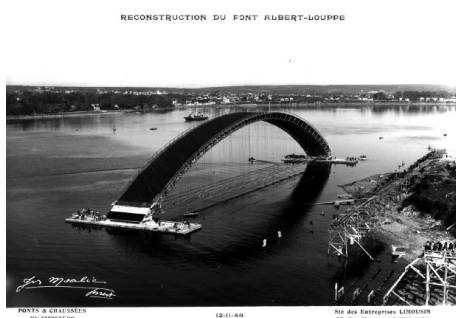


Figure 2



Figure 3

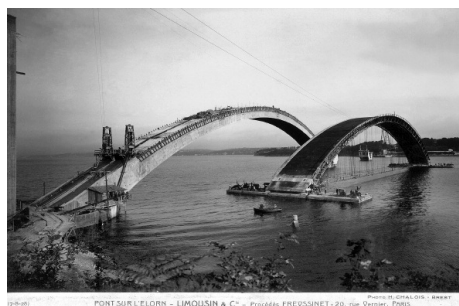


Figure 4



Figure 5



Figure 6



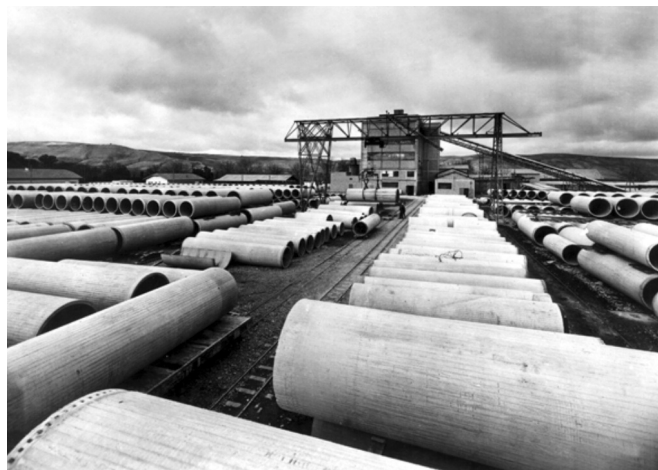
Brevet de base.

4.2. Les conduites d'eau de l'Oued Fodda (Algérie 1936)

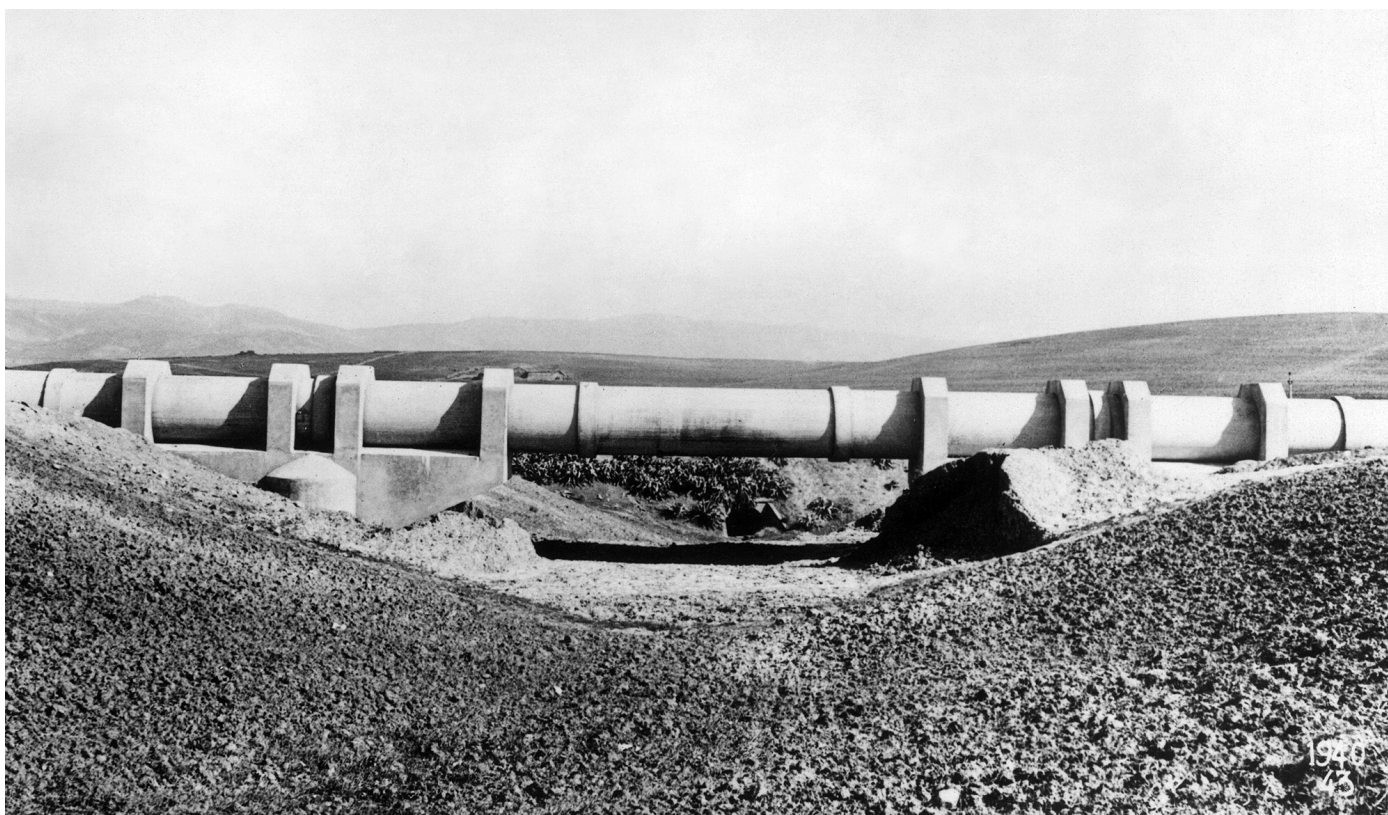
- Un procédé très original de fabrication et de mise en précontrainte des tuyaux grâce **un moule**.



- Une production industrielle de tuyaux de 6 m de longueur et de 1 m, 1,20 m et 1,40 m de diamètre intérieur.
- Des tuyaux capables de résister à une pression de 1,8 Mpa grâce à la précontrainte.



Eugène Freyssinet démontre ainsi que le béton précontraint peut être étanche sous des pressions d'eau élevées. Les conduites d'eau de l'Oued Fodda sont les ancêtres des réservoirs et des enceintes des centrales nucléaires en Béton Précontraint.



Longueur des conduites : 44 km.



Réservoirs de gaz naturel liquéfié de Das Island, Emirats arabes unis, 1983-1984.



Enceinte de confinement de la centrale nucléaire du Tricastin, France, mise en service en 1980.

4.3. Le pont de Luzancy sur la Marne, 1941-1945

Les éléments constitutifs du tablier, les voussoirs, sont fabriqués à proximité du futur ouvrage (Figure 1) et mis en

place par un système à câbles (Figures 3 et 4). L'assemblage d'un élément avec ceux précédemment mis en place est assuré par des câbles provisoires ; les travées centrales sont toutefois assemblées sur la rive (figure 2) et ensuite mises en place (Figure 5). Lorsque tous les élé-



Figure 1



Figure 2

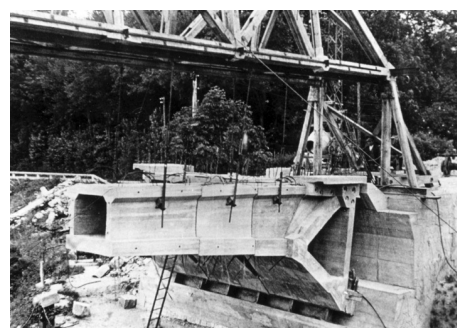


Figure 3



Figure 4

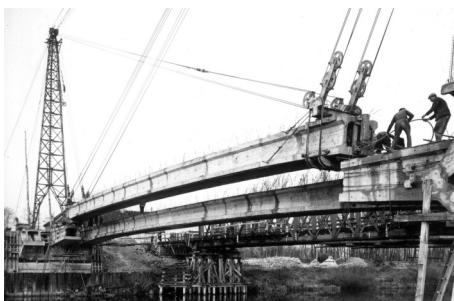


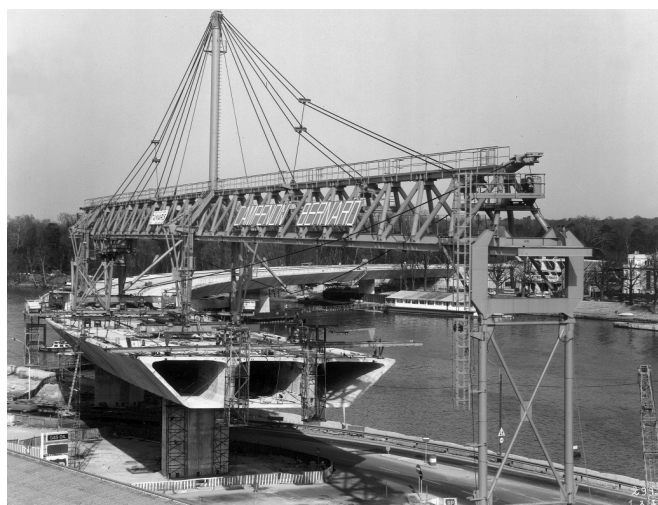
Figure 5



Ouvrage achevé.



Viaduc d'Oléron 1964.



Viaduc de Saint-Cloud 1973.

ments sont en place, les câbles de précontrainte sont enfilés et mis en tension pour obtenir un tablier en Béton Précontraint de 55 m de portée.

Le Pont de Luzancy, premier pont en béton construit sans coffrage, est l'ancêtre des ponts en béton précontraint.

Les conduites de l'Oued Fodda et le pont de Luzancy sont des ouvrages emblématiques de la révolution qu'Eugène Freyssinet a fait accomplir à l'art de construire par l'invention d'un matériau nouveau – le béton précontraint – et la découverte de techniques constructives associées. Mais ces deux ouvrages sont également des leçons de transition écologique. Eugène Freyssinet maîtrise si bien les techniques nouvelles qu'il vient de mettre au point qu'il réalise une synthèse du faire mieux autrement et du faire plus avec moins : les deux prototypes sont en effet conçus pour permettre la préfabrication de leurs éléments constitutifs.

5. CONCLUSION

La nécessaire transition écologique ne peut attendre une hypothétique découverte d'une invention comparable à la précontrainte d'Eugène Freyssinet. Mais elle peut chercher son inspiration dans l'œuvre d'Eugène Freyssinet, dans sa recherche du faire plus et mieux avec les matériaux et procédés de construction existants.

La transition écologique est une révolution mentale que le génie civil ne peut porter seul : c'est toute la société qui doit se convaincre de la nécessité de rechercher – même modestement – l'optimum à la manière d'Eugène Freyssinet.

Le terme même de transition écologique exprime mal le bouleversement des réflexes et habitudes, hérités de périodes de forte croissance, qu'implique le retour à la sagesse de nos ancêtres dans l'emploi des ressources pour relever les défis du 21^e siècle. Il faudrait mieux parler de **révolution** écologique.

VIADUC DE MILLAU - ÉTUDE DU COMPORTEMENT THERMIQUE DU TABLIER PAR ANALYSE DES MESURES DE LA TEMPÉRATURE DANS LE CAISSON MÉTALLIQUE

ASSESSMENT OF THERMAL ACTIONS IN THE STEEL BOX GIRDER OF THE MILLAU VIADUCT

**Luc DEFAUCHEUX*, Hervé DESPRETS*, Ziad HAJAR*,
Claude SERVANT*, Michel VIRLOGEUX****

* Eiffage TP

** MV Consultant

1. INTRODUCTION

Lors de sa réalisation et en raison de son caractère exceptionnel, le viaduc de Millau a fait l'objet d'une instrumentation importante dont l'objectif est d'une part la surveillance et le suivi du comportement de l'ouvrage dans le temps, et d'autre part la validation des hypothèses de calcul (Vent, Température...) qui ont servi au dimensionnement de l'ouvrage.

Compte tenu de l'importance structurelle des effets thermiques, le caisson métallique du tablier a été équipé de

27 sondes de température dans une section située en travée P2-P3 afin de permettre des enregistrements en continu depuis la mise en service fin décembre 2004.

L'objet de cet article est de présenter les principaux résultats de l'étude menée par le bureau d'études d'Eiffage TP avec les conseils de Michel Virlogeux qui avait piloté une étude similaire pour le caisson métallique du pont de Normandie [1]. Les résultats de cette étude avaient permis par ailleurs de définir les hypothèses de calcul des actions thermiques retenues pour les études d'exécution du viaduc de Millau.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le viaduc de Millau est un ouvrage financé et réalisé par le groupe EIFFAGE dont la filiale, la Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau (CEVM), est concessionnaire de l'ouvrage pour 75 ans.

Ce viaduc multi-haubané exceptionnel a une longueur de 2 460 mètres et une hauteur maximale de 343 mètres au sommet des pylônes (figure 1).

De telles caractéristiques confèrent à cet ouvrage le record du monde de longueur des ponts à haubans à travées multiples ainsi que celui de hauteur de piles (P2 : 245m et P3 : 221 m). Le tablier dont la largeur totale est de 27.75 mètres est également équipé de barrières lourdes et d'écrans de protection des usagers contre le vent latéral (figure 2).

Le tablier est un caisson métallique orthotrope de 4,20 m de hauteur dont le platelage supérieur est constitué de tôles de 12 à 14 mm d'épaisseur.

Le tablier repose sur toutes les piles par l'intermédiaire d'appareils d'appuis sphériques. Il est cloué sur les piles à l'aide de câbles de précontrainte.

Chaque travée est supportée par l'intermédiaire de onze paires de haubans disposés en semi-éventail dans l'axe du tablier et ancrés de part et d'autre des pylônes métalliques qui sont en forme de « Y » renversé.

3. INSTRUMENTATION DE L'OUVRAGE

Lors des études d'exécution, il a été décidé d'équiper une section de l'ouvrage, située entre les piles P2 et P3, de 27 jauges assurant une acquisition de la température toutes les 30 minutes environ (figure 3).

4. CALCUL DES TEMPÉRATURES MOYENNES ET DES GRADIENTS THERMIQUES HORIZONTALS ET VERTICAUX

Les hypothèses prises en compte ont permis de définir une carte des températures, avec 24 zones d'influence affectées chacune de la température T_k mesurée par la sonde numéro k . La délimitation des zones d'influence associées à chaque capteur est donnée sur le schéma ci-dessous (figure 4) :

La température moyenne d'une partie S_p (longueur curviligne L_p) de la section globale est calculée par intégration de la distribution thermique en utilisant l'hypothèse de température constante dans l'épaisseur des parois minces :

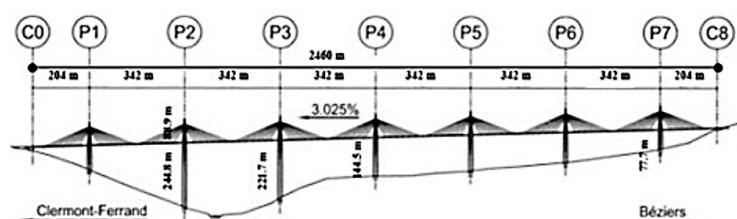


Figure 1 : Vue longitudinale du viaduc.

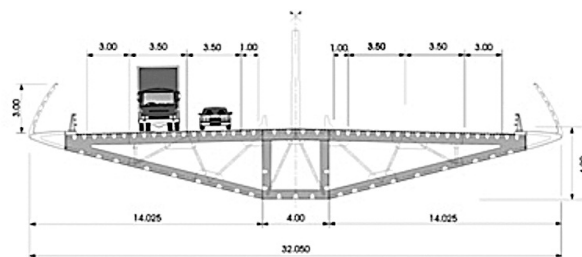


Figure 2 : Coupe transversale du viaduc.

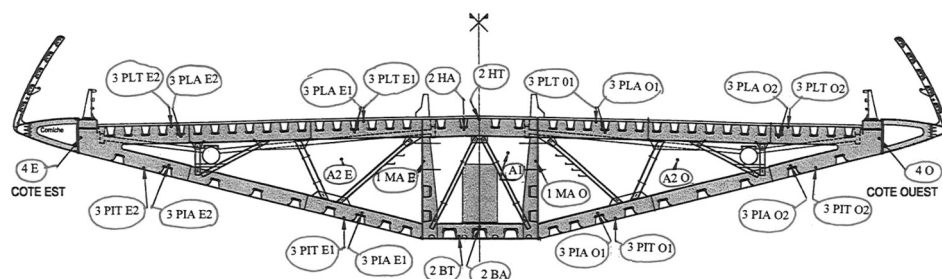


Figure 3 : Localisation des jauges de température sur coupe transversale.

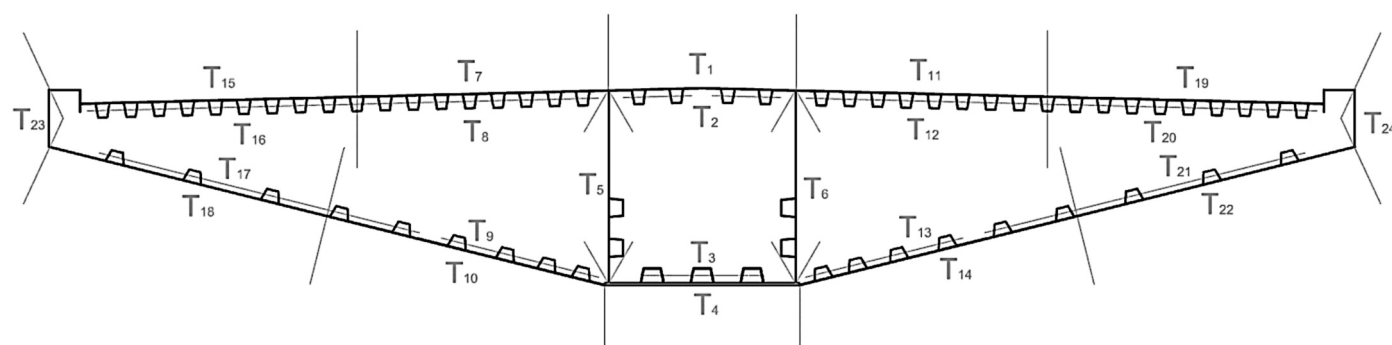


Figure 4 : Zones d'influence des capteurs.

$$T_{\text{moy } Sp} = \frac{1}{S_p} \iint T(y, z) dy dz = \frac{1}{S_p} \int_{L_p} T(s) e(s) ds$$

où $e(s)$ désigne l'épaisseur de la tôle à l'abscisse curviligne s .

De la même manière, il est possible de calculer pour la section globale (de hauteur h et de largeur b) :

– la température moyenne $T_{\text{moy}} = \frac{1}{S} \int_L T(s) e(s) ds$

– le gradient vertical équivalent $GT_z = \frac{h}{I_y} \int_L T(s) e(s) z(s) ds$

– et le gradient transversal équivalent $GT_y = \frac{b}{I_z} \int_L T(s) e(s) y(s) ds$

où I_y et I_z désignent respectivement les inerties de flexion d'axe horizontal et d'axe vertical calculées au centre de gravité de la section.

En pratique, les calculs sont effectués par discrétisation sur les zones d'influence des sondes de température, de section A_k et de centre de gravité $G_k (y_k, z_k)$ par rapport au centre de gravité $G(0,0)$ de la section globale pour la sonde d'ordre k :

– la température moyenne $T_{\text{moy}} = \sum_k T_{\text{capt } k} \cdot \frac{A_k}{A}$

– le gradient vertical équivalent $GT_z = \sum_k T_{\text{capt } k} \cdot \frac{h}{I_y} \cdot z_k \cdot A_k$

– et le gradient horizontal équivalent $GT_y = \sum_k T_{\text{capt } k} \cdot \frac{b}{I_z} \cdot y_k \cdot A_k$

Les coefficients de pondération ainsi affectés à chaque capteur pour le calcul des températures caractéristiques sont appelés « coefficients d'influence ». Ils dépendent uniquement des dimensions de la section.

5. TRAITEMENT DES DONNÉES MÉTÉOROLOGIQUES

Les relevés de la température atmosphérique sont fournis par la station météo du Viaduc de Millau, située sur le tablier à mi-distance des piles P4 et P5. Les données recueillies contiennent des acquisitions de température à la fréquence d'une mesure toutes les deux minutes pour la période de 2005 à 2012.

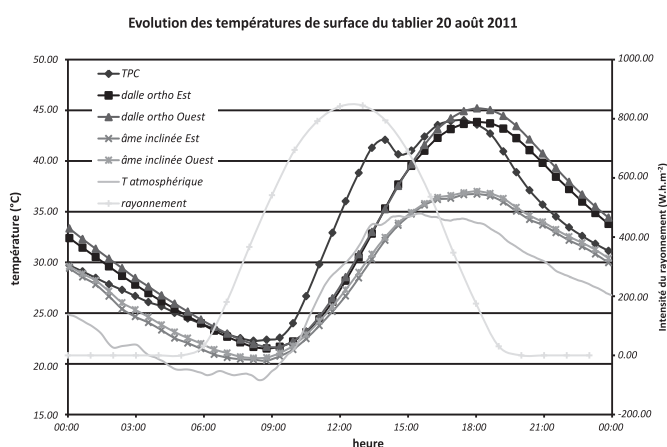


Figure 5 : Températures de surface en journée chaude (20/08/2011).

L'étude des effets de courte durée se base sur les relevés de température atmosphérique de quelques journées types dont les conditions météorologiques sont remarquables. Les courbes de température des graphes de l'étude ont été lissées en remplaçant chaque valeur par la moyenne sur 15 valeurs (30 min) pour atténuer les variations rapides.

L'étude des effets de longue durée se base sur les températures maximale et minimale pour chaque journée de la période d'étude.

Certaines données météorologiques ont été, en outre, récupérées auprès de la station de Météo France de Millau Soulobres, située à 2.5 kilomètres au Nord du Viaduc et à une altitude de 712 mètres. Les données de rayonnement global journalier (intégrale de l'énergie de rayonnement solaire sur une journée en Wattheure par mètre carré) de 2005 à 2012 sont ainsi disponibles.

6. ÉTUDE DES EFFETS THERMIQUES DE COURTE DURÉE

6.1. Comportement thermique du caisson en période estivale

6.1.1. Températures de surface (Terre-plein central, platelages Est et Ouest)

On appelle « températures de surface » les températures moyennes des ensembles constitués des tôles et des augets du pourtour du caisson. On définit par exemple la température moyenne de l'âme inclinée Est, T_{moy} (âme inclinée Est), comme la moyenne associée aux températures T_{13} , T_{14} , T_{21} et T_{22} , en se référant à la numérotation de la figure 4.

Les figures 5 et 6 représentent l'évolution de ces températures de surface du caisson, respectivement en journée chaude et en journée avec un fort gradient vertical :

- L'allure générale des courbes de températures de surface suit globalement les variations de la température atmosphérique.
- Les températures des faces supérieures du caisson (dalles orthotropes et terre-plein central) croissent beaucoup plus rapidement que les températures des faces inférieures.

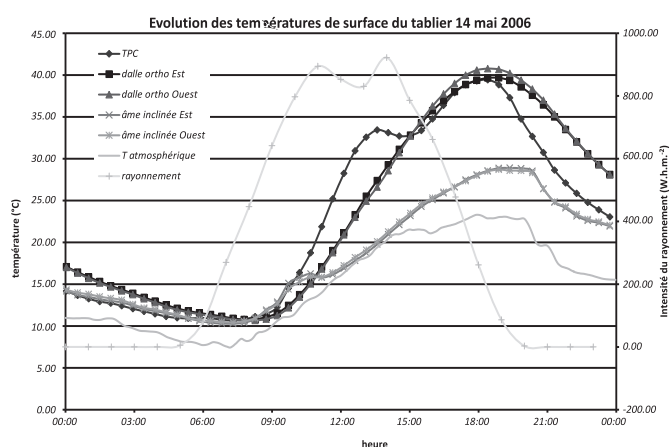


Figure 6 : Températures de surface avec un fort gradient vertical (14/05/2006).

rieures du caisson. Au pic de chaleur dans le tablier, l'écart de température entre les faces supérieures du caisson et les âmes inférieures est maximal ; il est de l'ordre de 10°C (cf. figure 5 et figure 6). Cet écart peut atteindre 12-13°C au cours des journées de fort rayonnement solaire. En revanche, il peut devenir inférieur à 1°C et même négatif lors des journées de faible rayonnement solaire.

L'amplitude thermique est forte au niveau des surfaces supérieures, tandis que celle des surfaces inférieures est faible. Cet écart peut être directement relié au rayonnement solaire, qui affecte particulièrement les surfaces supérieures.

- Les variations thermiques sont plus rapides au niveau du terre-plein central que sur les parties latérales du platelage supérieur. Ce phénomène s'explique par une différence des enrobés entre les chaussées et le terre-plein central.
- Aucune différence sensible n'est observée entre les températures de surface à l'Est et à l'Ouest. L'orientation du tablier semble avoir peu d'influence sur son exposition au soleil.
- Pour les âmes inclinées et les platelages orthotropes, la différence de température entre un platelage situé à l'est et son symétrique situé à l'ouest ne dépasse pas 1.5°C.
- Il y a un décalage entre le pic de rayonnement solaire et le pic de température dans le tablier. Généralement, la

température maximale dans les platelages orthotropes se produit 5 à 6 heures après le pic de rayonnement solaire (cf. figures 6 et 7). Après 10 heures, les effets se combinent ; il est alors difficile d'évaluer les parts d'influence respectives de la température atmosphérique et du rayonnement solaire pour les variations des températures du tablier.

Le 11 avril 2011 (cf. figure 7) est une journée froide avec un rayonnement solaire élevé. L'influence de ce paramètre en est d'autant plus visible. La différence de température entre les âmes inclinées et le terre-plein central atteint 9.5°C.

La figure 8 illustre l'écart de température constaté entre les relevés de deux capteurs situés dans une même zone du tablier, l'un sur le platelage, l'autre au bas de l'auget. Ce saut de température peut atteindre 7 à 8°C au pic de température par une journée de fort rayonnement.

6.1.2. Températures au niveau du caisson central

L'évolution des températures du caisson central suit la logique des deux phases que sont une phase de refroidissement et une phase de réchauffement. Le décalage temporel dans les variations de températures des parties supérieures et inférieures du tablier est observable sur la figure 9.

La comparaison avec les résultats obtenus pour le pont de Normandie montre que (figure 10) :

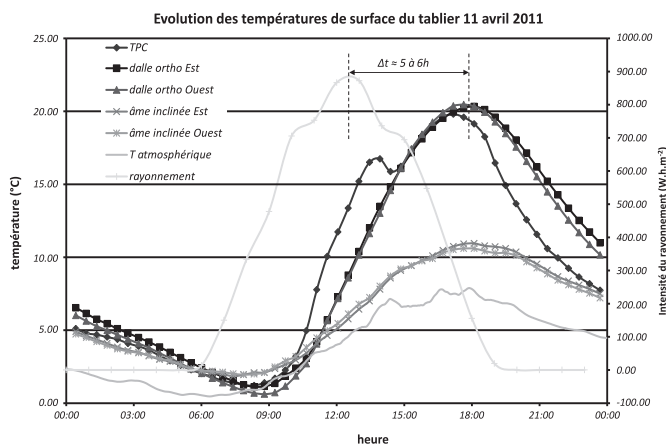


Figure 7 : Températures de surface en journée froide (11/04/2011).

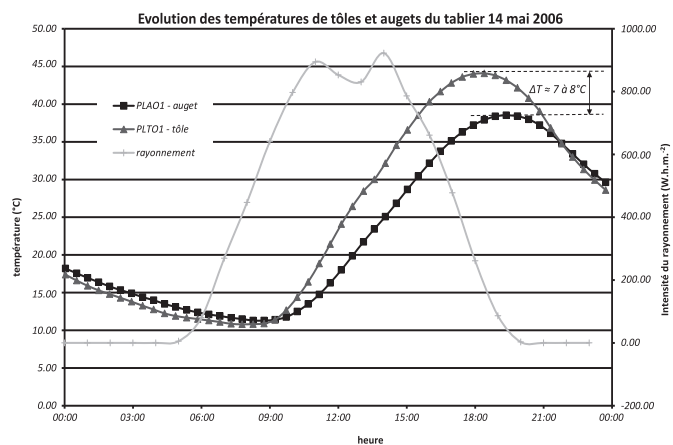


Figure 8 : Zoom sur les températures de tôle / températures des augets (14/05/2006).

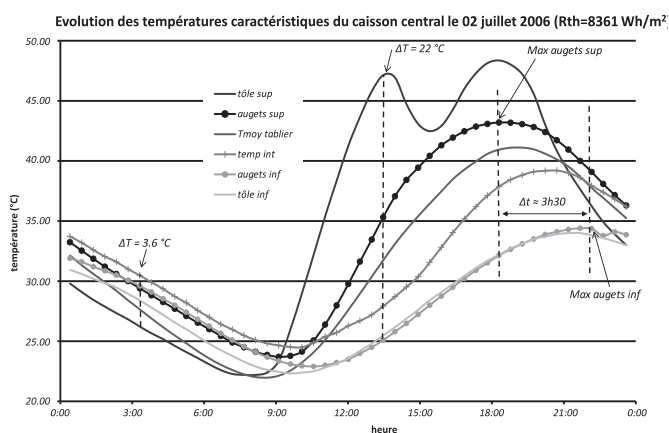


Figure 9 : Températures du caisson central en journée chaude (02/07/06).

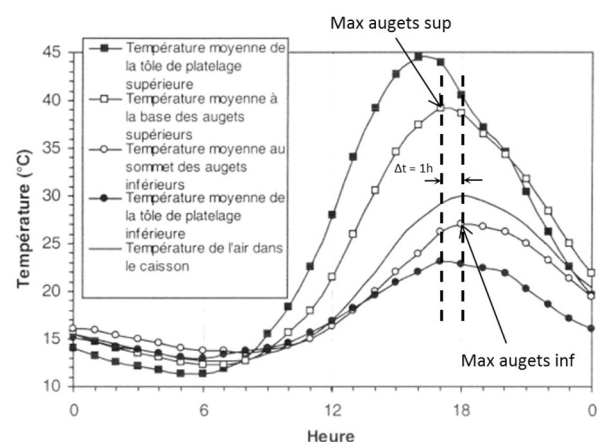


Figure 10 : Comparaison avec le pont de Normandie (04/06/98).

– l'allure générale des courbes est identique pour les deux ouvrages.

Le décalage temporel dans le cas du pont de Normandie est moins marqué.

6.1.3. Température moyenne

La température moyenne du caisson dépend de la température atmosphérique et du rayonnement solaire. Le caisson est à une température moyenne toujours plus élevée que l'air ambiant. Le rayonnement agit en particulier sur la différence entre le maximum de la température atmosphérique et le maximum de la température moyenne du caisson (figure 11).

6.1.4. Gradients thermiques

Le gradient thermique vertical est fortement lié au rayonnement solaire. Le maximum du gradient vertical apparaît 3 à 5 heures après le pic de rayonnement solaire (figure 13) :

La journée du 28 juin 2011 permet d'observer l'apparition d'un gradient horizontal sensible qui coïncide avec un fort rayonnement solaire. Cependant, ce gradient reste faible et négligeable devant les amplitudes de variations des températures du tablier et de l'air ambiant.

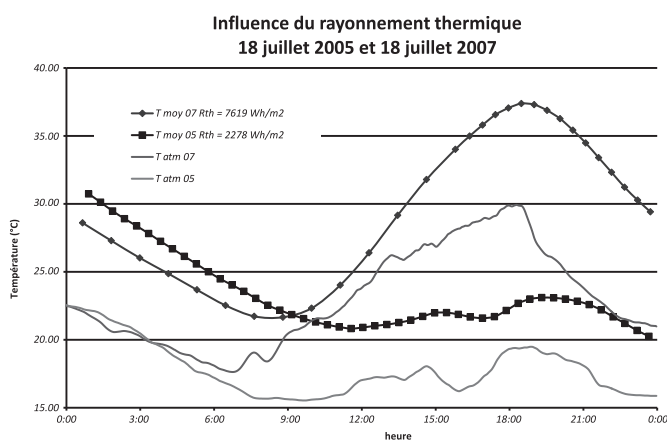


Figure 11 : Comparaison de l'évolution de la température moyenne du caisson sous différents rayonnements solaires.

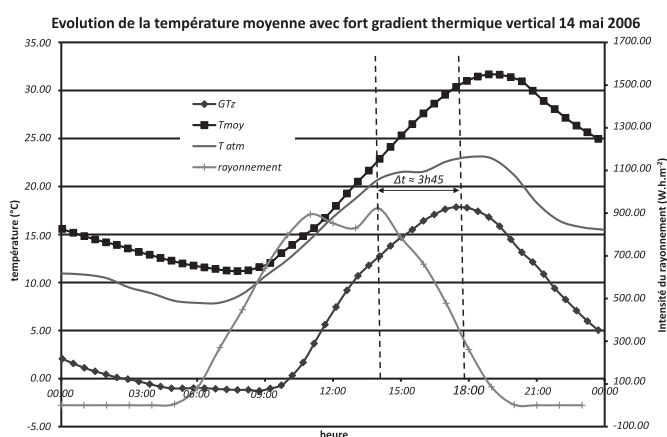


Figure 13 : Évolution du gradient thermique vertical équivalent (14/05/2006).

6.2. Comportement thermique du caisson en période hivernale

6.2.1. Températures de surface

En période hivernale, les variations de températures de surface du caisson suivent également l'allure des variations de la température de l'air ambiant.

Tout comme en été, les surfaces supérieures de tablier, sous l'effet du rayonnement solaire, répercutent plus rapidement et avec plus d'intensité les élévations de température de mi-journée. Ce constat est valable pour les journées froides et les journées chaudes.

6.2.2. Températures au niveau du caisson central

Les phénomènes observés (figure 17) sont proches de ceux relevés en période chaude, à savoir :

- un écart de température maximal entre le terre-plein central et le fond de caisson d'environ 17°C,
- un retard du pic de température en fond de caisson de l'ordre de 3 heures par rapport au pic de température sur le terre-plein central,
- une variation homogène des températures dans une fourchette de 4°C pendant la nuit.

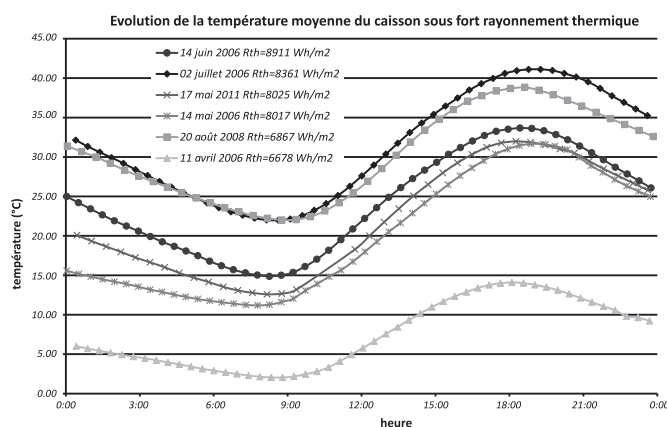


Figure 12 : Évolution de la température moyenne du caisson sous fort rayonnement solaire.

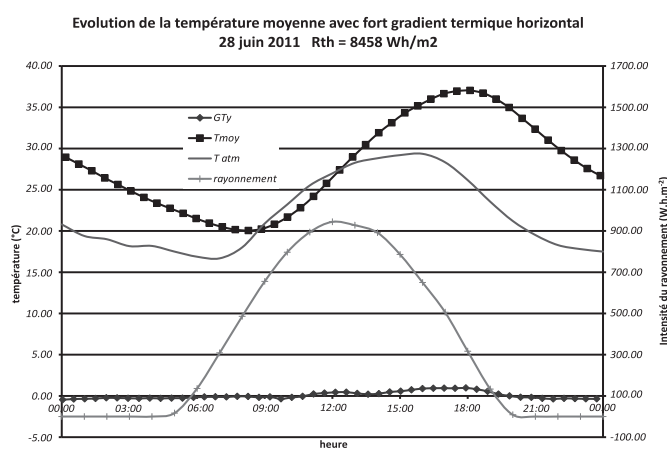


Figure 14 : Évolution du gradient thermique horizontal équivalent (28/06/2011).

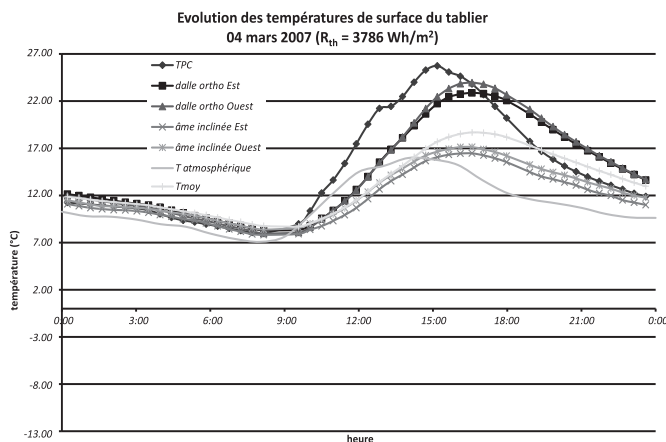


Figure 15 : Températures de surface en journée chaude (04/03/2007).

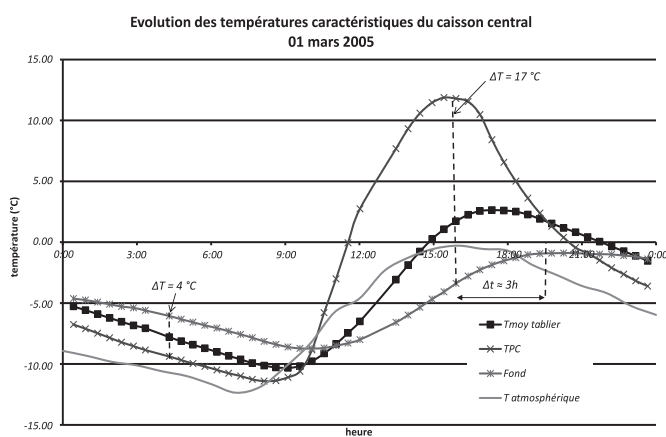


Figure 17 : Températures du caisson central en journée froide (01/03/05).

6.2.3. Température moyenne

L'hiver, et par temps froid, le rayonnement solaire joue un rôle majeur sur les variations de température du tablier, comme le montrent les figures 18 et 19 représentant les courbes d'évolution de la température moyenne du tablier pour des journées froides à faible rayonnement ($R_{th} = 715 \text{ Wh/m}^2$ le 09/01/06) et à fort rayonnement ($R_{th} = 4642 \text{ Wh/m}^2$ le 01/03/05).

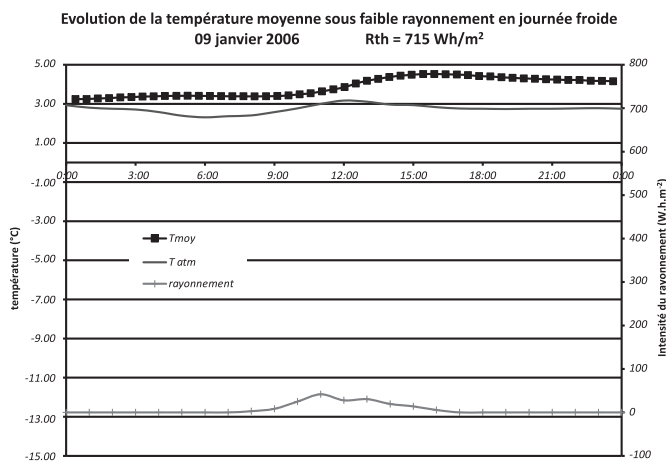


Figure 18 : Température moyenne sous faible rayonnement solaire (09/01/06).

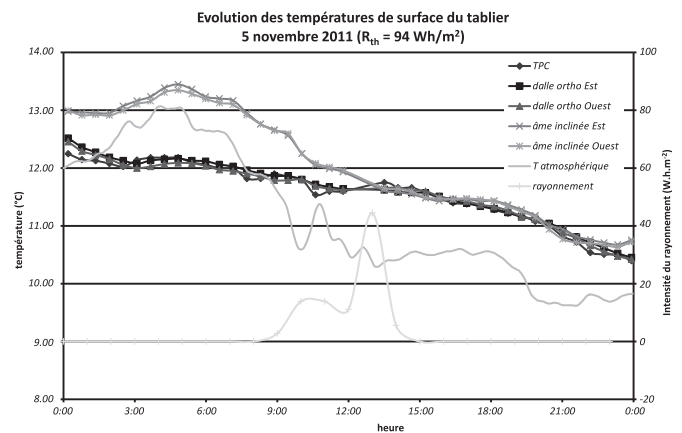


Figure 16 : Températures de surface sous faible rayonnement solaire (05/11/2011).

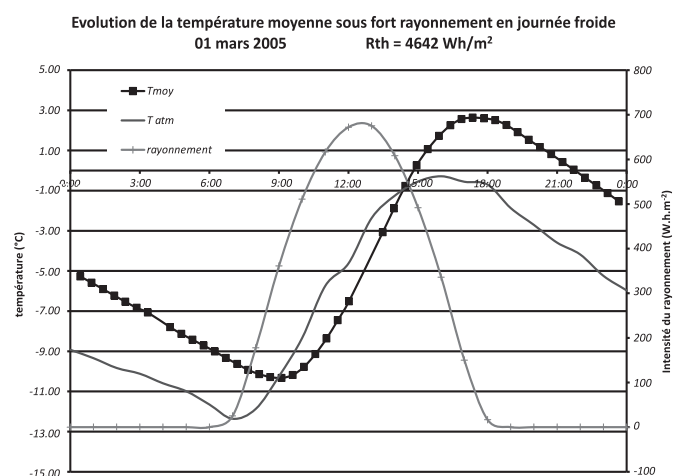


Figure 19 : Température moyenne sous fort rayonnement solaire (01/03/05).

6.2.4. Gradients thermiques

En l'absence de rayonnement solaire, le gradient vertical est légèrement négatif, ce qui peut probablement s'expliquer par l'influence du vent. Ce paramètre est toutefois négligeable devant le rayonnement solaire, dès que ce dernier cesse d'être négligeable.

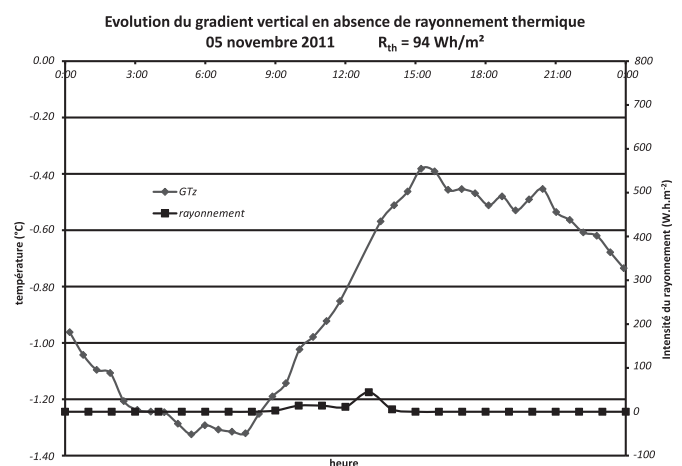


Figure 20 : Exemple de gradient thermique négatif sous faible rayonnement (05/11/11).

7. ÉTUDE DES EFFETS THERMIQUES DE LONGUE DURÉE

7.1. Température moyenne du caisson

Les paramètres utilisés dans l'étude des effets thermiques de longue durée sont la température atmosphérique maximale journalière et le rayonnement solaire journalier.

7.1.1. Valeurs maximales journalières

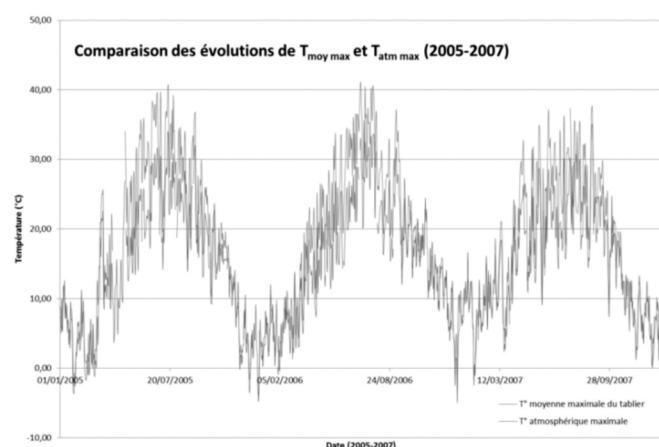


Figure 21 : Évolution de la température atmosphérique maximale et de la température moyenne maximale du tablier pendant trois ans.

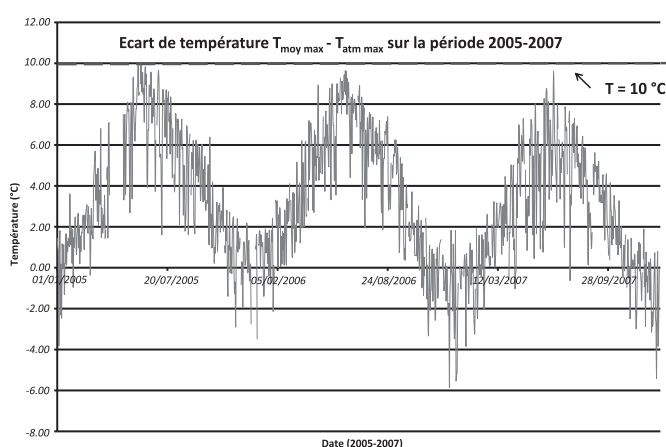


Figure 22 : Évolution de la différence entre la température maximale du tablier et la température atmosphérique maximale pendant trois ans.

Le maximum journalier de la température moyenne du tablier présente des variations annuelles semblables à celles du maximum journalier de la température atmosphérique.

Entre fin novembre et mi-février, la température atmosphérique maximale est généralement plus élevée de quelques degrés que la température maximale du tablier. Le reste de l'année, le tablier atteint une température moyenne maximale plus élevée que la température atmosphérique maximale. Entre mi-mai et mi-juillet, cette différence de température atteint des valeurs de l'ordre de 8 à 10 °C, ce qui conduit à la relation :

$$\text{Max}(T_{\text{moy}}) = \text{Max}(T_{\text{atm}}) + 10^{\circ}\text{C}$$

Dans la *Note d'hypothèses des actions d'origine thermique du Viaduc de Millau*, la température maximale du tablier avait alors été estimée selon la relation suivante :

$$\text{Max}(T_{\text{moy}}) = \text{Max}(T_{\text{atm}}) + 12^{\circ}\text{C}$$

La régression linéaire entre la température moyenne maximale du caisson et la température maximale atmosphérique montre une forte corrélation entre les deux valeurs :

$$T_{\text{moy max}} = 1.24T_{\text{atm max}} - 0.49$$

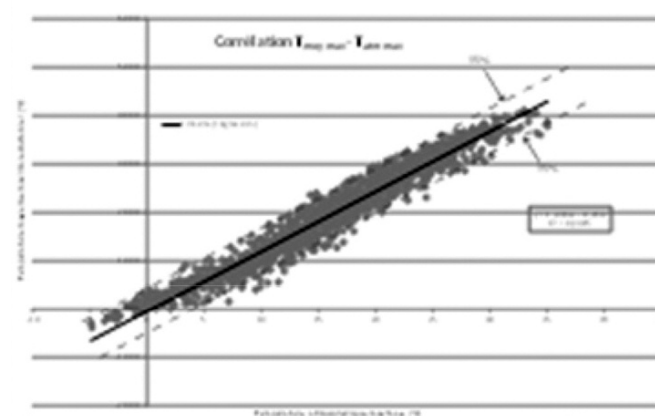


Figure 23 : Corrélation entre les maxima journaliers de température moyenne du caisson et les maxima journaliers de température atmosphérique.

L'étude du comportement thermique du tablier sur une courte période a montré que les variations de température du tablier dépendaient également du rayonnement solaire. Cependant la corrélation directe entre la température du tablier et le rayonnement solaire montre une dispersion importante. Ces résultats amènent logiquement à s'intéresser à la corrélation de la température du caisson avec ces deux paramètres météorologiques. Une régression linéaire effectuée sur les deux variables par la méthode des moindres carrés, avec une régression linéaire à deux variables conduit à la formule suivante :

$$T_{\text{moy max}} = 1.03T_{\text{atm max}} + 0.00093R_{\text{th}} - 1.01$$

Dans sa thèse sur les *Actions thermiques dans un caisson orthotrope sous sollicitations météorologiques*, J-M Lucas [2] a obtenu une corrélation similaire pour le Pont de Normandie à partir de mesures réalisées sur trois années (soit environ 950 observations) :

$$T_{\text{moy max}} = 0.97T_{\text{atm max}} + 0.0017R_{\text{th}} + 0.26$$

La formule ci-avant a été remplacée dans l'article *Temperature in the Box Girder of the Normandy Bridge*, Structural Engineering International [1], par l'expression simplifiée suivante :

$$T_{\text{moy max}} = T_{\text{atm max}} + 0.0017R_{\text{th}}$$

Dans les formules ci-dessus, les deux études conduisent à un coefficient de température atmosphérique très proche de 1. En revanche, le coefficient du rayonnement est 1.8 fois plus grand dans le cas du Pont de Normandie. De même, le coefficient constant est sensiblement différent mais très faible.

7.1.2. Valeurs minimales journalières

À l'exception de quelques journées entre décembre et février, la température moyenne minimale du tablier est toujours un peu plus élevée que la température atmosphérique minimale.

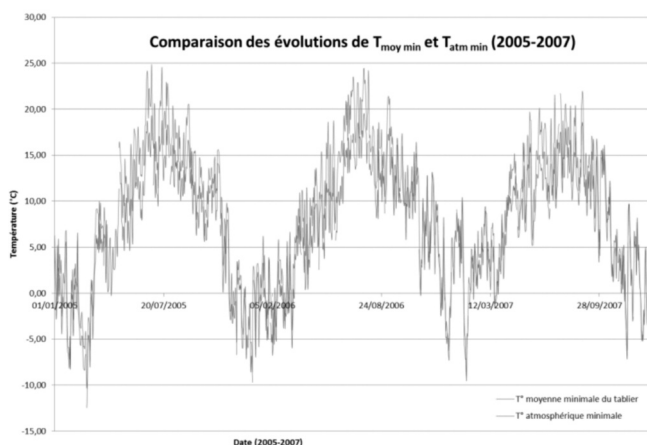


Figure 24 : Évolution de la température atmosphérique minimale et de la température moyenne minimale du tablier pendant trois ans.

La différence de température évolue entre 0.5°C et 5°C avec une variation saisonnière.

La relation suivante fournit une bonne approximation de la température moyenne minimale du caisson :

$$\text{Min}(T_{\text{moy}}) = \text{Min}(T_{\text{atm}}) - 1^\circ\text{C}$$

7.1.3. Valeurs extrêmes annuelles

Sur la période d'étude 2005-2011, les extrema de température moyenne du tablier et de température atmosphérique ont été relevés pour chaque année.

On constate que les relations établies aux § 7.1.1 et 7.1.2 nous placent en sécurité.

$$\text{Max}(T_{\text{moy}}) = 41.11^\circ\text{C} < \text{Max}(T_{\text{atm}}) + 10^\circ\text{C} = 35.06 + 10 = 45.06^\circ\text{C}$$

$$\text{Min}(T_{\text{moy}}) = -10.33^\circ\text{C} > \text{Min}(T_{\text{atm}}) - 1^\circ\text{C} = -12.45 - 1 = -13.45^\circ\text{C}$$

Avec une température de référence de 10°C les prescriptions de calcul du Viaduc de Millau fixaient l'écart maximal à +35°C et l'écart minimal à -40°C pour les effets thermiques rares dans le métal. Les données recueillies à la station météorologique de Millau-Soulobres permettent de remonter aux extrema de température atmosphérique depuis 1965 indiqués ci-après et sur lesquels sont basées les hypothèses de calcul du Viaduc de Millau :

Température maximale de 37.5°C atteinte les 30/07/1983 et 16/08/1987

Température minimale de -17.5°C atteinte le 16/01/1985

À la fin de l'année 2004, il a été décidé de porter la température de référence de 10°C à 13°C pour définir l'état à vide de l'ouvrage.

L'Eurocode 1 partie 5, indique à la clause 6.1.3.2(1) des valeurs de référence pour les températures maximale et minimale de l'air sous abri pour chaque département français. La clause 6.1.3.1(4) définit l'écart entre la température de l'air sous abri et la température du tablier en fonction de la nature du tablier. L'application de l'Eurocode 1 pour un tablier métallique situé dans le département de l'Aveyron donne ainsi :

$$\text{Max}(T_{\text{moy}}) = \text{Max}(T_{\text{atm}}) + \Delta T_{\text{max}} = 40 + 16 = 56^\circ\text{C}$$

$$\text{Min}(T_{\text{moy}}) = \text{Min}(T_{\text{atm}}) + \Delta T_{\text{min}} = -20 - 3 = -23^\circ\text{C}$$

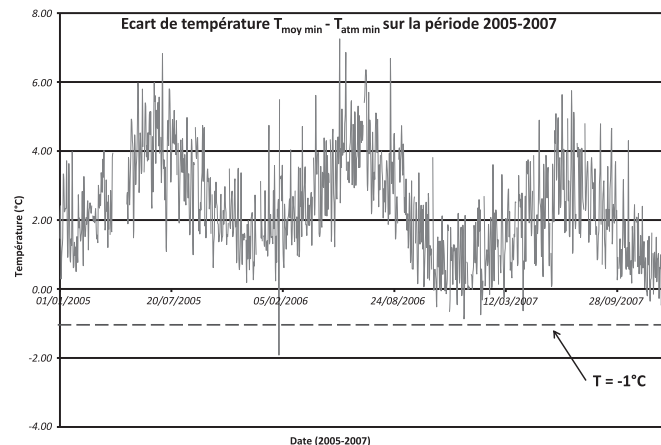


Figure 25 : Évolution de la différence entre la température moyenne minimale du tablier et la température atmosphérique minimale pendant trois ans.

Nous allons comparer dans les tableaux ci-après les différents résultats obtenus pour les deux températures de référence retenues pendant les études d'exécution à savoir 10°C puis 13°C.

Ce tableau permet de juger de la pertinence des hypothèses thermiques retenues pour le projet du Viaduc de Millau et des prescriptions réglementaires :

- Variations thermiques positives / négatives maximales autour de T_{ref} :

La *Note d'hypothèses des actions d'origine thermique* dégage une marge d'environ 8°C par rapport aux valeurs maximales observées entre 2005 et 2011.

- Écarts entre température atmosphérique et température moyenne du tablier :

Les valeurs observées entre 2005 et 2011 sont très proches de celles de la *Note d'hypothèses des actions d'origine thermique*. Les prescriptions de l'Eurocode 1 sont toutefois pessimistes pour les écarts de température positifs.

À noter par ailleurs, que sur la période étudiée, la plus forte température observée du tablier a été atteinte pour le côté ouest du platelage orthotrope, dont la température s'est élevée à 49.7°C le 2 juillet 2006.

7.2. Gradient thermique horizontal équivalent

Le gradient thermique horizontal équivalent varie entre les valeurs extrêmes de -3 et +3°C. Cette faible valeur du gradient thermique transversal s'explique certainement par les dimensions transversales du tablier. En effet, la grande largeur du tablier (27.75 m) conduit à une grande inertie de flexion d'axe vertical $I_z = 81 \text{ m}^4$, qui a tendance à diminuer l'influence du gradient transversal.

À titre de comparaison, le tablier du pont de Normandie présente une inertie de flexion verticale $I_z = 43 \text{ m}^4$. Ce rapport de moitié entre les inerties I_z des deux ouvrages se retrouve à peu près dans l'amplitude de variation des gradients transversaux :

-/+ 3 °C pour le viaduc de Millau,

ΔT max	$T_{\text{atm max}}$ (1)	$(T_{\text{moy max}} - T_{\text{atm max}})$ (2)	$T_{\text{moy max}}$ (1) + (2) = (3)	$(T_{\text{atm max}} - T_{\text{réf}})$ (4)	$(T_{\text{moy max}} - T_{\text{réf}})$ (2) + (4) = (5)
CCTP ($T_{\text{réf}} = 10^{\circ}\text{C}$)	45	–	45	35	35
Note d'hypothèses ($T_{\text{réf}} = 10^{\circ}\text{C}$)	37.5	12	49.5	27.5	39.5
Note d'hypothèses ($T_{\text{réf}} = 13^{\circ}\text{C}$)	37.5	12	49.5	24.5	36.5
Mesures Millau 2005-2011 ($T_{\text{réf}} = 13^{\circ}\text{C}$)	35.1	10	45.1	22.1	32.1
Eurocode 1 ($T_{\text{réf}} = 13^{\circ}\text{C}$)	40	16	56	27	43

ΔT min	$T_{\text{atm min}}$ (1)	$(T_{\text{moy min}} - T_{\text{atm min}})$ (2)	$T_{\text{moy min}}$ (3) = (1) + (2)	$(T_{\text{atm min}} - T_{\text{réf}})$ (4)	$(T_{\text{moy min}} - T_{\text{réf}})$ (5) = (2) + (4)
CCTP ($T_{\text{réf}} = 10^{\circ}\text{C}$)	– 30	–	– 30	– 40	– 40
Note d'hypothèses ($T_{\text{réf}} = 10^{\circ}\text{C}$)	– 17.5	0	– 17.5	– 27.5	– 27.5
Note d'hypothèses ($T_{\text{réf}} = 13^{\circ}\text{C}$)	– 17.5	0	– 17.5	– 30.5	– 30.5
Mesures Millau 2005-2011 ($T_{\text{réf}} = 13^{\circ}\text{C}$)	– 12.5	– 1	– 13.5	– 25.5	– 26.5
Eurocode 1 ($T_{\text{réf}} = 13^{\circ}\text{C}$)	– 20	– 3	– 23	– 33	– 36

Figure 26 : Tableaux comparatifs des variations de température.

-/+ 5°C pour le pont de Normandie.

Lorsqu'on étudie l'évolution du gradient horizontal au cours d'une journée de forte amplitude thermique horizontale, on constate que la variation du gradient est proche de celle de la différence de température entre les deux âmes de rive. On relève seulement un léger décalage temporel de l'ordre de 30 minutes.

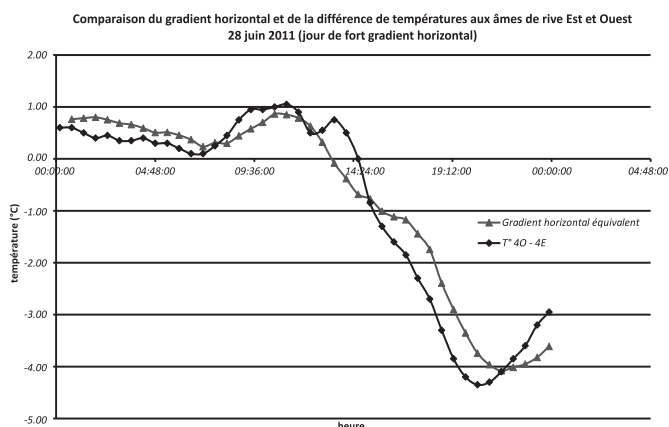


Figure 27 : Journée de gradient thermique horizontal maximal.

Dans la *Note d'hypothèses des actions d'origine thermique* du Viaduc de Millau, il a été considéré que ce gradient était négligeable. Les mesures montrent que sa valeur maximale depuis 2005 a atteint 4,6°C, ce qui valide

l'hypothèse de calcul retenue. Il y a lieu de rappeler que le paragraphe 6.1.4.4 de l'Eurocode 1-5 conseille de prendre en compte le gradient horizontal seulement dans certains cas particuliers, tels que les situations où le tablier, par son orientation ou sa configuration, a un côté plus exposé au soleil que l'autre. Une valeur de référence de 5°C est alors donnée.

7.3. Gradient thermique vertical équivalent

Les extrema de gradient thermique vertical équivalent du tablier ont été relevés pour chaque année de l'étude (figure 29).

L'observation des évolutions annuelles du gradient thermique vertical équivalent et du rayonnement solaire journalier met en évidence un caractère saisonnier et une certaine corrélation entre ces deux grandeurs.

Lors des journées de fort rayonnement, le gradient peut être estimé par la relation suivante :

$$\text{Max}(GT_z) = 0.002R_{th}$$

Pour le Pont de Normandie, la relation obtenue avec les mesures réalisées entre 1996 et 1998 était :

$$\text{Max}(GT_z) = 0.003R_{th}$$

L'influence du rayonnement sur le gradient thermique vertical s'avère moins élevée pour le Viaduc de Millau que

	GT _z max annuel °C
24/05/2005	17.78
14/05/2006	17.85
30/05/2007	17.94
18/06/2008	17.94
17/05/2011	17.28

	GT _z min annuel °C
30/01/2005	- 3.36
23/01/2006	- 3.31
17/11/2007	- 3.53
02/03/2008	- 3.24
03/01/2011	- 3.52

Figure 28 : Maximum et minimum annuels du gradient vertical de 2005 à 2011.

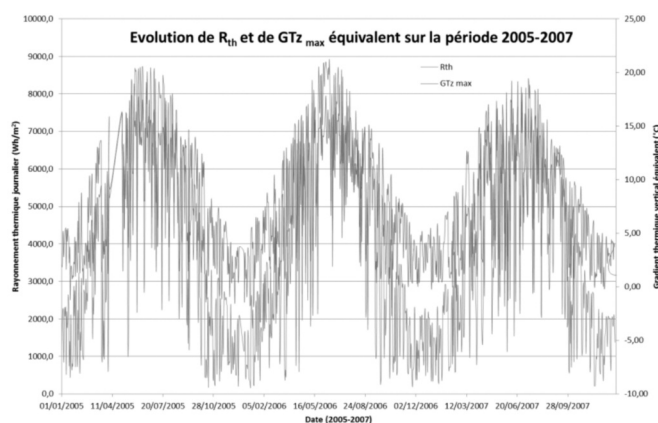


Figure 29 : Évolution annuelle du maximum journalier de gradient thermique vertical et du rayonnement global quotidien (période 2005-2007).

pour le Pont de Normandie. Ce constat est identique à celui indiqué au paragraphe 7.1 sur le rôle joué par le rayonnement solaire dans les variations de température moyenne du tablier. En l'absence de données précises sur le rayonnement, la note d'hypothèses des actions d'origine thermique considèrerait une valeur maximale du gradient thermique vertical équivalent sévère de 25°C à corriger en fonction des relevés de rayonnement.

Pour un tablier métallique, le paragraphe 6.1.4.1 de l'Eurocode 1-5 donne pour le gradient thermique vertical (positif) une valeur de 18°C lorsque la surface supérieure est plus chaude que la partie inférieure. Pour le Viaduc

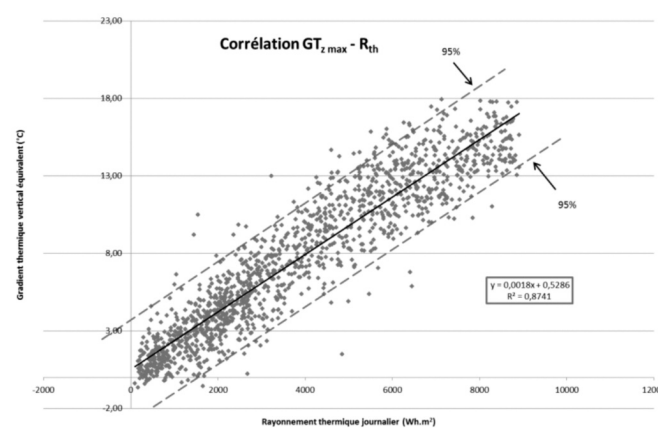


Figure 30 : Gradient linéaire vertical équivalent en fonction du rayonnement solaire journalier.

de Millau cette valeur coïncide avec celle établie à partir des mesures sur la période 2005-2011. Le gradient inverse (négatif), lorsque la surface inférieure est plus chaude que la surface supérieure, peut atteindre 13°C d'après l'Eurocode. Les résultats des mesures montrent que ce gradient ne dépasse pas 4°C pour le Viaduc de Millau.

7.4. Concomitance

La représentation du gradient thermique vertical équivalent maximal en fonction de la température moyenne maximale

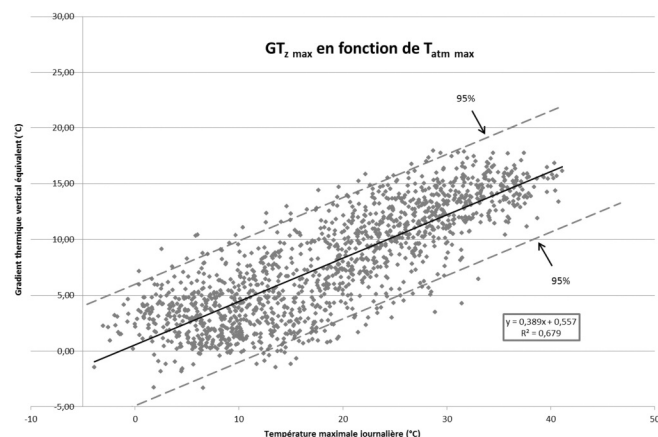


Figure 31 : Représentation du gradient linéaire vertical équivalent de température en fonction de la température atmosphérique (ou de l'air).

Rapports	T _{moy} Concomitant / T _{moy} max annuel	ΔT Concomitant / ΔT max annuel	GT _z Concomitant / GT _z max annuel
2005	0.76	0.65	0.75
2006	0.77	0.66	0.90
2007	0.76	0.63	0.77
2011	0.83	0.74	0.69
Moyenne	0.78	0.67	0.78

Figure 32 : Étude de la simultanéité des maxima annuels de gradient vertical et de température moyenne du tablier.

montre que les deux paramètres sont relativement bien corrélés.

En considérant les températures absolues, les valeurs concomitantes représentent environ 78% de la valeur maximale annuelle.

$$\text{Max}(T_{\text{moy}}) + 0.78 \text{Max}(GT_z)$$

$$0.78 \text{Max}(T_{\text{moy}}) + \text{Max}(GT_z)$$

Pour le Pont de Normandie, les concomitances étaient similaires et les deux coefficients égaux à 0.80. En considérant des variations de température par rapport à la température de référence, les combinaisons deviennent :

$$\text{Max}(\Delta T_{\text{moy}}) + 0.78 \text{Max}(GT_z)$$

$$0.67 \text{Max}(\Delta T_{\text{moy}}) + \text{Max}(GT_z)$$

Ces résultats peuvent être comparés aux préconisations de l'Eurocode 1-5 § 6.1.5, selon lesquelles :

– le coefficient d'accompagnement pour l'action du gradient vertical doit être pris égal à $\omega_N = 0.75$

$$\text{soit : } \text{Max}(\Delta T_{\text{moy}}) + 0.75 \text{Max}(GT_z)$$

– le coefficient d'accompagnement pour la variation de température doit être pris égal à $\omega_M = 0.35$

$$\text{soit : } 0.35 \text{Max}(\Delta T_{\text{moy}}) + \text{Max}(GT_z)$$

La seconde formule de l'Eurocode ne va pas dans le sens de la sécurité.

8. CONCLUSION

Les analyses menées en exploitant les enregistrements réalisés sur une période de sept ans allant de 2005 à 2011 permettent de connaître avec précision le comportement

thermique du tablier : l'évolution des valeurs extrêmes de la température moyenne du caisson, les valeurs des gradients thermiques, vertical et transversal, ainsi que la concomitance entre les deux phénomènes en recourant à une analyse statistique. Il a également été possible d'établir la corrélation de ces grandeurs avec les données météorologiques, et plus particulièrement la température ambiante et l'ensoleillement (rayonnement solaire).

Elles ont permis ainsi de confirmer les hypothèses de calcul établies par Michel VIRLOGEUX qui ont servi à la conception et à la justification de l'ouvrage. Ces analyses montrent que le dimensionnement du tablier et des appuis du viaduc de Millau a été mené sur la base d'hypothèses réalistes et prudentes.

Pour conclure, au regard des observations et des calculs effectués, il a été décidé avec l'accord du concessionnaire de conserver un ensemble de 8 capteurs (au lieu des 27 d'origine) afin de réduire le volume des enregistrements dans le temps tout en continuant à enregistrer des valeurs significatives de la température.

RÉFÉRENCES

- [1] Lucas Jean-Michel, Virlogeux Michel, Louis Claude: Temperature in the Box Girder of the Normandy Bridge - Structural Engineering International, 2005, vol. 15, n°3.
- [2] Lucas Jean-Michel. Actions thermiques dans un caisson métallique orthotrope. Modélisation et mesures sur le Pont de Normandie. Thèse de doctorat. Université du Havre 2001.

PRÉSENTATION DES PREMIERS RÉSULTATS DE L'EXPÉRIMENTATION DE LA POUTRE DU VIPP DE CLERVAL

PRESENTATION OF THE INITIAL RESULTS OF THE TESTS ON THE PRECAST, PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE BEAM OF THE VIADUCT FROM CLERVAL

**Christophe AUBAGNAC¹, Didier GERMAIN², Adrien HOUEL², Raphaëlle SADONE²,
Jean-Philippe MAHERAULT³, Jean-Jacques BRIOIST⁴, Claire MARCOTTE⁴, Sylvain CHATAIGNER⁵,
Aghiad KHADOUR⁵, Marc QUIERTANT⁵**

¹ Cerema, DTer Centre Est, DL Autun

² Cerema, DTer Centre Est, DL Lyon

³ Cerema, DTer Méditerranée, Laboratoire d'Aix en Provence

⁴ Cerema, DTer Nord Picardie

⁵ Ifsttar, dép MAST et COSYS

1. CONTEXTE DE L'EXPÉRIMENTATION

1.1. Contexte particulier de la gestion des VIPP

Les Viaducs à travées Indépendantes en Poutres Précontraintes (VIPP) ont été construits en nombre important en France en particulier avant 1970. Ces ouvrages dits

« de première génération » ont été conçus dans l'idée d'une précontrainte totale, durable en raison de la parfaite étanchéité du béton comprimé.

Dans la réalité, un certain nombre de ces anciens VIPP souffrent de la corrosion des câbles de précontrainte, corrosion avec un caractère éminemment aléatoire. La manifestation de désordres structurels se révèle généralement au delà d'un stade avancé de la corrosion des câbles. Certains ouvrages sont ainsi très vulnérables à la corrosion de la

précontrainte notamment en raison de leur déficit en aciers passifs et de la possibilité de ruptures fragiles notamment vis-à-vis de l'effort tranchant.

Il est ainsi très difficile pour les gestionnaires de tels ouvrages de les gérer en sécurité en l'absence actuelle de moyen de diagnostic fiable pour évaluer la précontrainte résiduelle et son évolution dans le temps.

1.2. Contexte de l'utilisation des matériaux composites dans le Génie Civil

Depuis une quinzaine d'années en France se développe dans le domaine du Génie Civil le recours au collage structural et aux matériaux composites.

Vis-à-vis des ouvrages existants, ces matériaux permettent leur réparation, leur renforcement, leur adaptation à l'évolution des besoins, à de nouvelles utilisations ou au souhait de remise en conformité vis-à-vis de nouvelles réglementations. Dans le domaine de la construction, les matériaux composites permettent de réaliser des éléments de structure ou des structures complètes plus durables. Ainsi les principes qui prévalent au développement de l'utilisation des matériaux composites en Génie Civil sont l'augmentation de la durée de vie des structures, la sécurité des usagers et l'économie des ressources naturelles non renouvelables.

Les matériaux composites collés sont ainsi venus compléter la panoplie des techniques de renforcement des VIPP. Les recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011 prévoient le cas du recours aux matériaux composites pour remédier à une insuffisance d'aciers passifs des structures en béton précontraint, notamment les aciers passifs verticaux à proximité des appuis pour la reprise des cisaillements d'effort tranchant.

De nombreuses interrogations demeurent sur l'intérêt des matériaux composites collés pour renforcer des structures en béton précontraint « critiques », sur le comportement des matériaux composites collés au droit des fissures pré-existantes...

1.3. Précédents retours d'expérience des Cerema et Ifsttar

En 2004-2005, les Cerema et Ifsttar ont été associés aux essais de chargement à rupture d'une poutre du VIPP de Merlebach lors de la démolition – reconstruction de l'ouvrage.

Différentes approches calculatoires, différentes techniques d'auscultation ont été mises en œuvre dont certaines ont montré un caractère prometteur notamment la courburemétrie, l'évaluation dynamique... Cependant l'expérience a montré que des recherches complémentaires se justifiaient.

En 2007, la DTer Centre-Est du Cerema (ex CETE de Lyon) a été associée à des essais de chargement instrumentés du VIPP de Toutry sur A6 après renforcement à la flexion des poutres de rive par matériaux composites

collés. La confrontation des prévisions des calculs aux résultats des mesures a soulevé de nombreuses interrogations.

2. LE PROJET D'EXPÉRIMENTATION D'UNE POUTRE DU VIPP DE CLERVAL

2.1. Présentation de l'ouvrage et de la poutre objet de l'expérimentation

Le VIPP de Clerval sur le Doubs a été construit entre 1952 et 1954.

Souffrant de défauts d'étanchéité et d'injection ayant généré la corrosion de câbles de précontrainte et l'affaiblissement de la capacité portante de l'ouvrage, celui-ci a été démolé et reconstruit en 2002.

Le laboratoire d'Autun a alors récupéré la poutre de rive amont de la travée Rive Droite (longueur de 30 m et hauteur d'1,30 m), poutre endommagée puisque présentant avant la démolition de l'ouvrage deux fissures de flexion d'ouverture maximale de 0,2 mm (sections dénommées par la suite S2 et S4). Il est à signaler que cette poutre, qui supportait à son extrémité côté Rive Droite un élargissement du pont, n'est longitudinalement ni symétrique en coffrage, ni symétrique en câblage de précontrainte. Cette poutre a été stockée de 2002 à 2014 sur un site extérieur à proximité d'Autun.

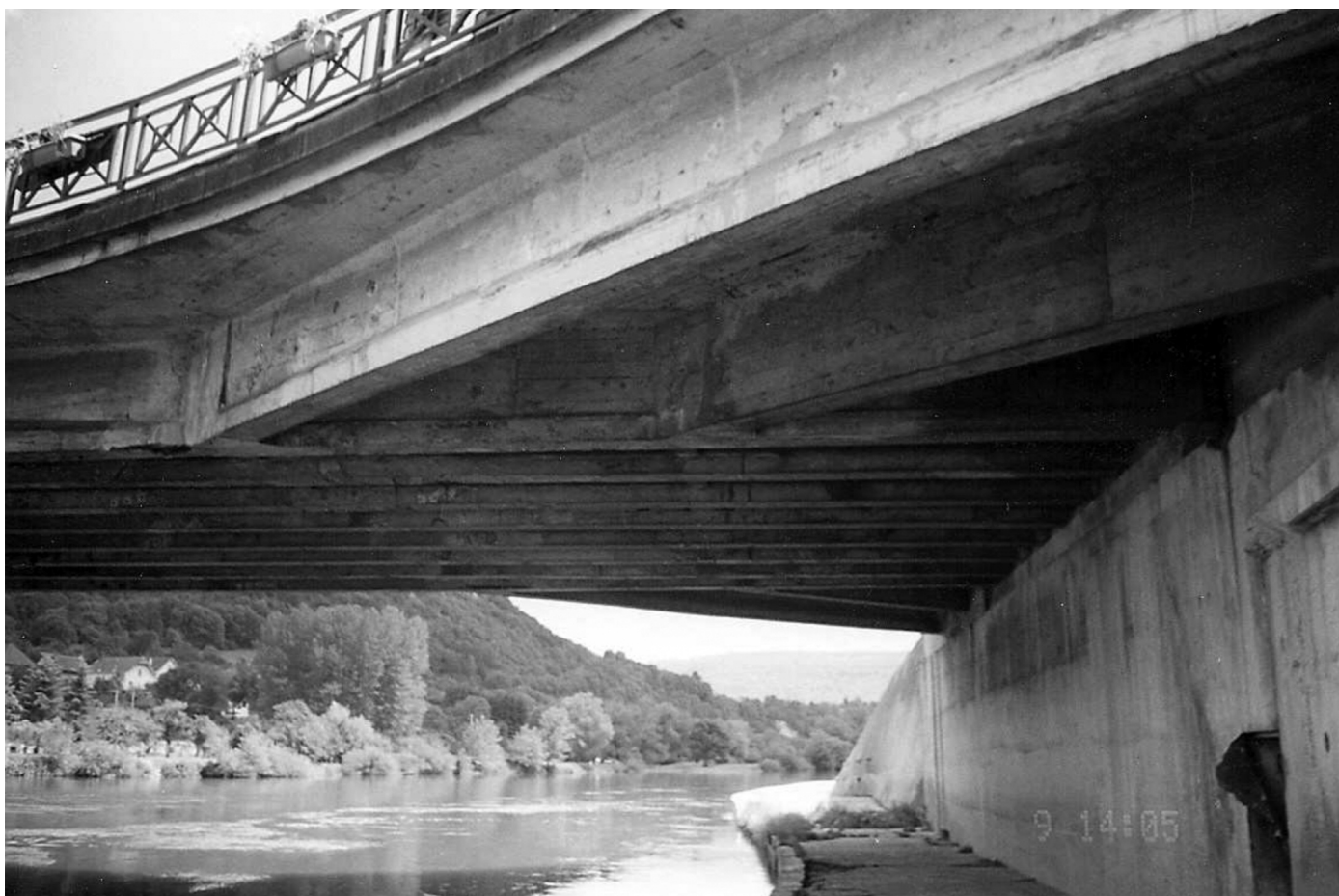
2.2. Programme expérimental et bénéfices attendus du projet

Le projet prévoit de solliciter la poutre en flexion trois points en alternant des phases de renforcement par matériaux composites collés et des phases d'essais de chargement. Ces essais de chargement ont été menés en 2014, jusqu'à la rupture de la poutre en flexion.

Ce projet est au service de la communauté technique « ouvrages d'art » nationale. Est prévue une valorisation importante des travaux et notamment la possibilité de contribuer à l'actualisation des recommandations provisoires de l'AFGC.

Les principaux bénéfices attendus au terme de l'expérimentation sont ainsi :

- une aide aux Maîtres d'Ouvrage pour la gestion du risque « VIPP » : amélioration des méthodologies de surveillance et d'auscultation, d'évaluation structurale des VIPP,
- des résultats validés sur l'efficacité des renforcements composites collés notamment pour les ouvrages « critiques », qui nécessitent des renforcements « d'urgence » dans l'attente des conclusions d'une étude de diagnostic approfondie,
- des règles de justification adaptées notamment vis-à-vis du contrôle de la fissuration.



Vue de la poutre de rive amont et de la structure de l'élargissement en extrémité Rive Droite de l'ancien pont de Clerval sur le Doubs.

3. LES TRAVAUX PRÉALABLES AUX ESSAIS DE CHARGEMENT À RUPTURE

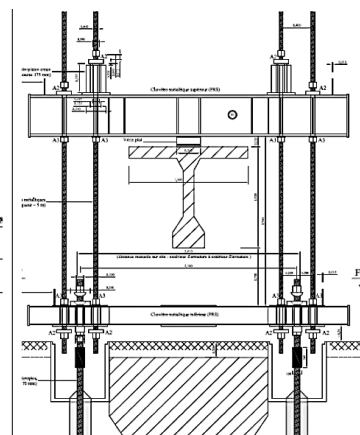
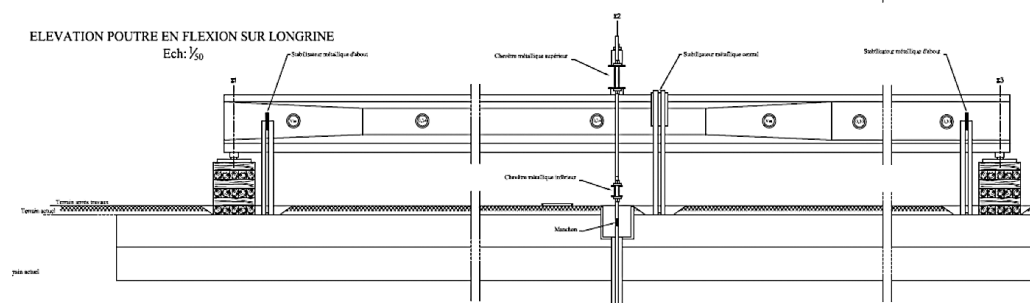
3.1. Les caractéristiques de la plateforme de chargement

La conception d'ensemble de la plateforme de chargement a été réalisée par la DOA du DL Lyon :

longrine en béton armé réalisée dans le sol de 35 m de longueur pour une largeur en partie supérieure de 2 m, capacité de chargement supérieure à 300 tonnes, assurée par des micro-pieux.

Les chargements sont assurés par l'intermédiaire d'un ensemble de chevêtres et barres de transfert métalliques solidaire des micro-pieux, ainsi que de deux vérins creux, de 150 tonnes de capacité et de 200 mm de course, pilotés manuellement.

Les barres de transfert « extérieures » permettent la reprise de course tous les 200 mm de déplacement.



3.2. Les investigations préparatoires sur la poutre

Ces investigations avaient pour objectifs :

- de relever les défauts initiaux visibles de la poutre,
- de caractériser le béton de la poutre,
- de préciser le tracé des câbles de précontrainte, d'apprécier la qualité de l'injection des conduits et d'estimer les tensions résiduelles des câbles.

Des essais d'arrachement par traction ont montré une forte cohésion de surface du béton (> 5 MPa), confirmant la possibilité d'un renforcement collé.

Des essais réalisés en laboratoire sur prélèvements de carottes ont confirmé les performances élevées du béton de la poutre ($R_{cm} = 53$ MPa, $R_{tm} = 4,5$ MPa et module $E_{im} = 33$ GPa).

La vérification de la position des câbles en vue des recalculs a été réalisée par Radar, sondages et relevés visuels.

Sept fenêtres ont été réalisées par le DL Autun sur la poutre (quatre au droit de câbles relevés à proximité des abouts de poutre et trois en talon).

Il a été constaté visuellement et par endoscopie l'absence de coulis d'injection à l'intérieur de certains conduits même au niveau du talon.

Trente-deux pesées par arbalète de fils de précontrainte (fils de 5 mm de diamètre, procédé STUP-Freyssinet 12phi5) réalisées par la DTer NP du Cerema ont montré :

- une importante dispersion des tensions résiduelles,
- un niveau moyen de pertes par rapport à la tension estimée à la mise en tension (1380 MPa) compris entre 50 et 60%, confirmant l'affaiblissement important de la précontrainte de la poutre.

3.3. Les travaux de renforcement de la poutre

Les études réalisées par la DOA du DL Lyon ont prévu un renforcement de la poutre à la flexion par lamelles pultrudées carbone collées en sous-face du talon, appliquées en deux phases :

- phase 1 : deux paquets de trois lamelles de 24 m de longueur maxi disposés sur les bords du talon,
- phase 2 : deux paquets de trois lamelles de 24 m de longueur maxi disposés en partie centrale du talon.

Note : Lors des essais « de fissuration » réalisés après la première phase de renforcement, les 6 lamelles ont été intentionnellement tronçonnées au droit de la section pré-fissurée S2.

Les travaux ont été réalisés par l'entreprise Freyssinet, au moyen du procédé de renforcement LFC (lamelles de fibres de carbone de $50 \times 1,4$ mm², de 165 GPa de module et colle Epx SC 980).

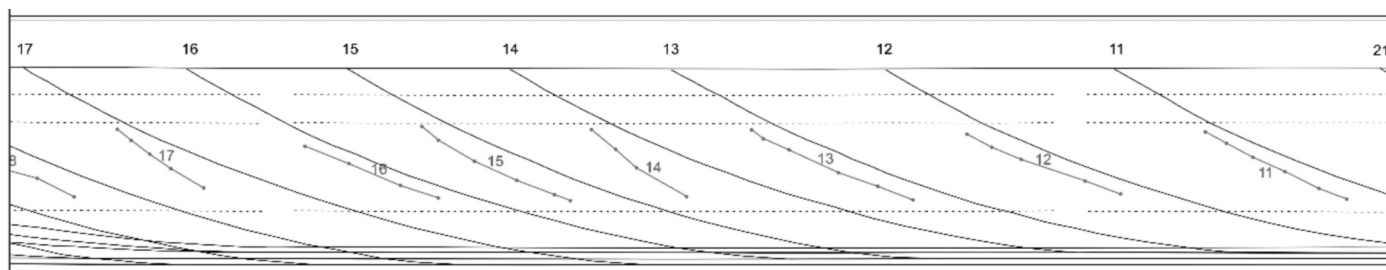
Préalablement à la pose des lamelles par double-encollage, l'entreprise a procédé à la réparation du talon de la poutre :

- réparation d'une zone dégradée, avec nappe inférieure de câbles de précontrainte fortement corrodés voire rompus apparente, au moyen d'un mortier structural de type CC de classe R4,
- injection des fissures longitudinales du talon d'ouverture supérieure à 0,3 mm au moyen d'une résine époxy à prise lente.

Un reprofilage de certaines zones du talon a été nécessaire.

La préparation de surface avant la pose des lamelles a été réalisée par ponçage.

La réalisation du renforcement a dû intégrer la forte contrainte liée à la pose de l'instrumentation dans les interfaces de collage (jauges de déformation et fibres optiques).





4. LES INSTRUMENTATIONS MISES EN ŒUVRE

4.1. Instrumentations traditionnelles

Lors des essais de chargement à rupture du 30 octobre 2014, il a été nécessaire de gérer 187 points de mesure. Pour y parvenir, ont été utilisées vingt-cinq centrales d'acquisition PEGASE (plateforme sans-fil développée par l'Ifsttar et commercialisée par la société A3IP) connectées en WIFI. Le logiciel superviseur SYSADYP, développé par le Laboratoire d'Aix-en-Provence sous Labview, a permis de gérer les données de l'instrumentation avec une fréquence d'acquisition de 10 Hz.

Les grandeurs physiques mesurées sont les suivantes :

Suivi des rotations de la poutre

Un inclinomètre de 10^{-5} radian de précision a été installé au droit de chacun des deux appuis de la poutre.

Température

De façon à pouvoir calculer et tenir compte de la température moyenne de la poutre, des gradients thermiques vertical et transversal, une section de la poutre a été équipée de seize sondes de type PT 100.

Déformations du béton

Cinq sections de la poutre ont fait l'objet d'une instrumentation par 12 jauges de déformation, avec système de compensation en température. Lors des essais de chargement, ces cinq diagrammes de Navier ont été suivis en temps réel.



Déformations des armatures de précontrainte

Au droit de chacune des sept fenêtres réalisées dans le béton de la poutre et de la zone de dégradation importante du talon, trois fils de précontrainte ont été instrumentés par jauge de déformation.

Déformations des renforts composites

Au droit de chacune des deux sections de poutre pré-fissurées S2 et S4, vingt-deux jauges de déformation ont été disposées au niveau de chaque interface de collage, ainsi qu'en sous-face du paquet de renforts composites (trois lamelles superposées).

Onze jauges supplémentaires, réparties sur la longueur de la poutre, ont été collées en sous-face d'un paquet de renforts composites.

Ouverture des fissures

Les fissures des sections instrumentées ont été équipées de capteurs de déplacement de type LVDT. En association avec les jauges de déformation, ces capteurs permettent de suivre la décompression du béton puis l'ouverture de la fissure au cours des essais de chargement.

Suivi des flèches de la poutre

Lors des phases de chargement, les déplacements de la poutre et de la longrine ont été suivis au moyen d'un théodolite automatique et de cibles par le laboratoire de Nancy de la DTer Est. Les flèches de la poutre ont également été suivies à l'aide de trois capteurs de déplacement à câble situés au quart, à la moitié et au trois-quart de la portée.

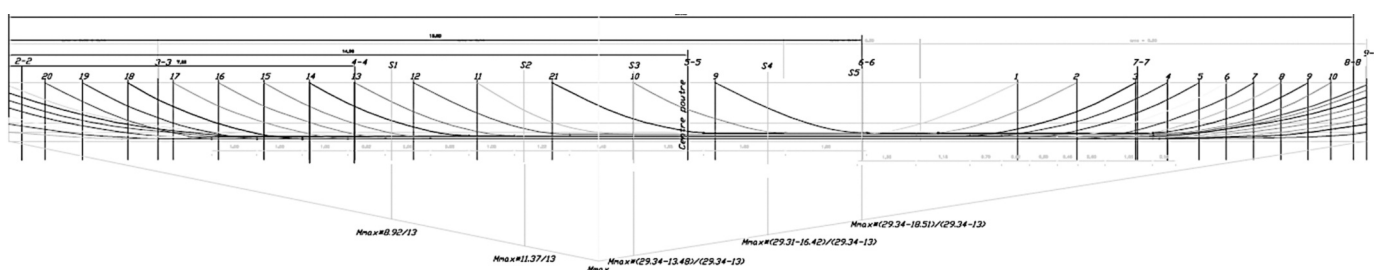
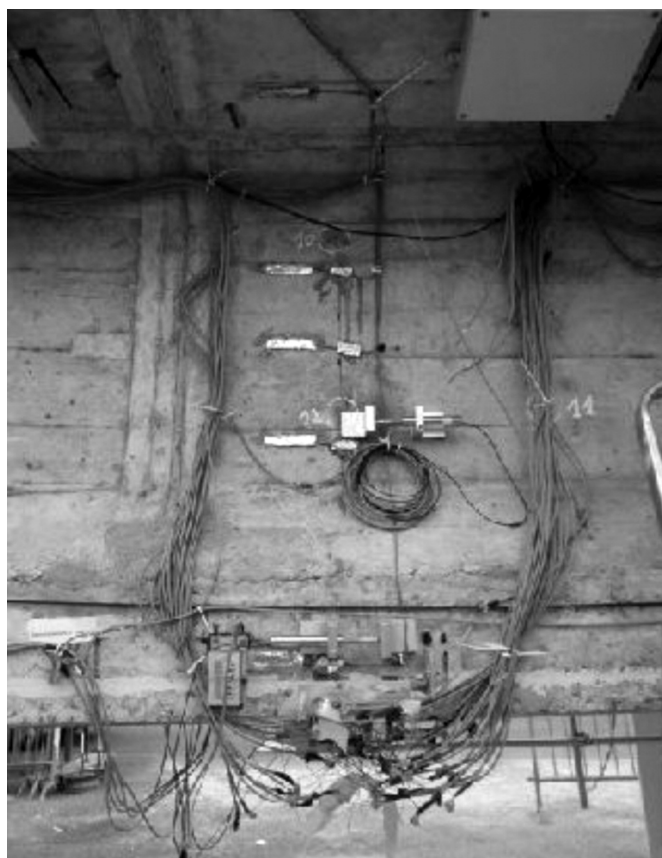


Schéma de la poutre montrant la position des sections de calcul instrumentées.



Instrumentation de la section S4 : 12 capteurs de déplacement, 13 jauges béton, 3 jauges acier, 49 jauges composite...

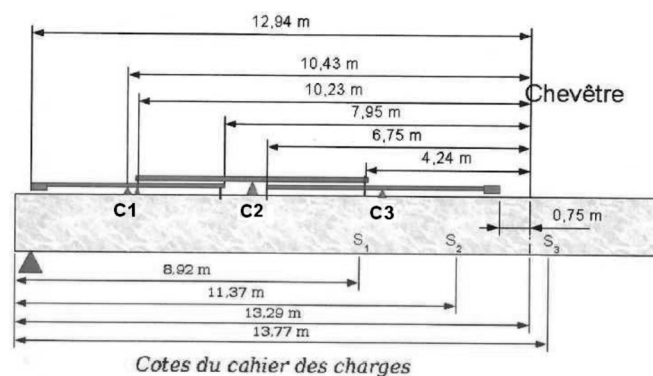
4.2. Courburemétrie

La DTer Nord Picardie du Cerema a installé sur le dessus de la poutre trois courburemètres, protégés de la température et du vent par une couverture faite d'une succession de demi-tubes en PVC. Ces instruments permettent de mesurer la courbure moyenne sur une portée de 5 m au moyen d'un comparateur LVDT d'une résolution de $1\ \mu\text{m}$. La présence du chevêtre supérieur n'a pas permis de suivre la courbure au droit des sections S3 ou S2 ; d'autre part, la multitude des câblages de capteurs rendait délicate une pose des courburemètres sur une face d'âme de la poutre. La relative souplesse de la poutre laissait cependant prévoir des courbures très supérieures à ce que l'on mesure ordinairement, de sorte que le suivi de la courbure au droit de la section S1 a paru suffisant pour apprécier la raideur de la poutre aux différents stades de renforcement, la perte progressive de linéarité aux forts chargements et pour détecter la dégradation de l'inertie d'ensemble.

Le laboratoire d'Aix-en-Provence a installé son prototype de courburemètre « invar » en parallèle au courburemètre de la DTer NP au droit de la section S1, à l'exception de la journée du 30 octobre (essais à rupture), où il a été disposé au droit de la section S4, de l'autre côté du chevêtre supérieur.

4.3. Émission et surveillance acoustiques

Le laboratoire SMC (Structures Métalliques et à Câbles) de l'IFSTTAR a installé deux systèmes acoustiques différents lors de la réalisation de ces essais :



Position des courburemètres de la DTer NP sur la poutre.

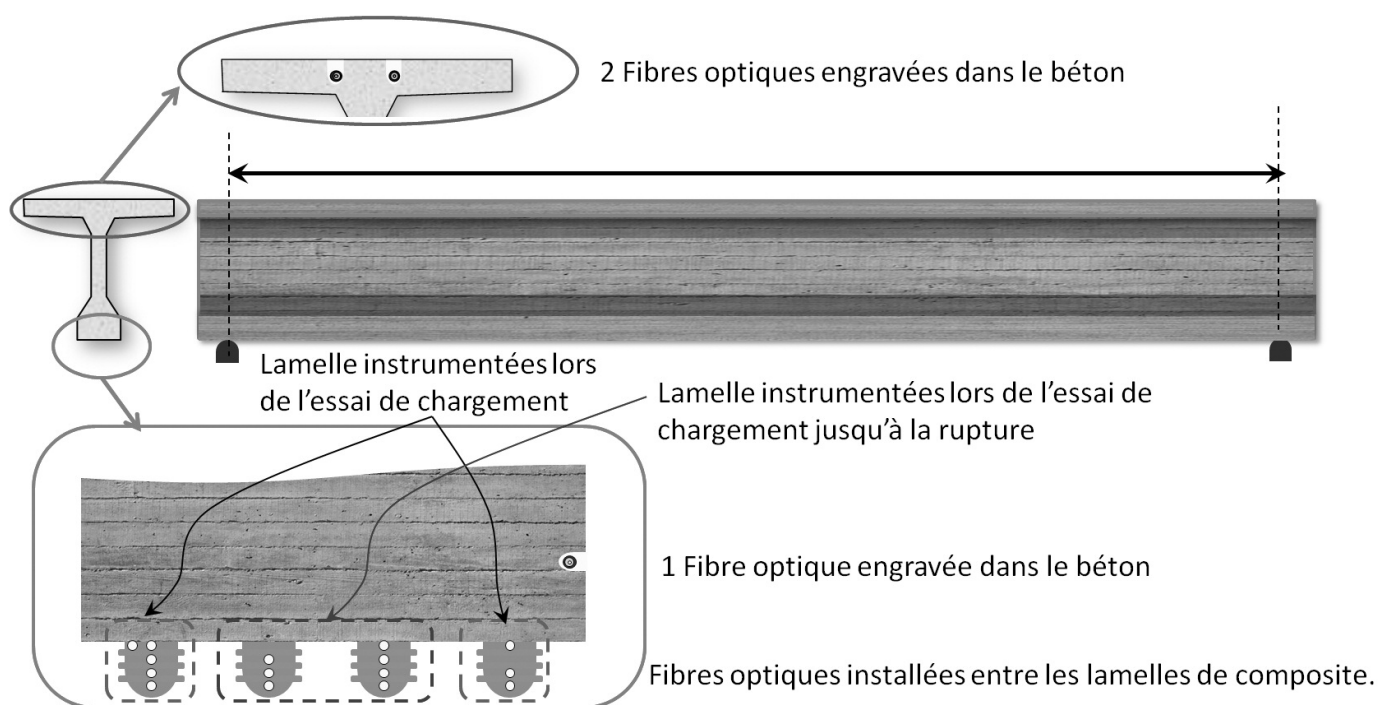
- pour les premières phases de chargement, un système de mesure d'émission acoustique a été mis en œuvre au niveau des sections identifiées comme critiques : S2, S3 et S4. Différentes configurations ont été testées pour permettre une localisation linéaire, 2D ou 3D des événements. Pour ce faire, une chaîne de mesure Sensor Highway permettant d'utiliser 16 capteurs piézoélectriques de manière synchrone a été installée. Toutes les mesures sont également synchronisées avec la mesure de l'effort appliqué. Cette instrumentation avait pour objectif principal de détecter et de suivre la fissuration de la poutre pendant les différentes phases de chargement,
- pour la phase ultime de chargement à rupture, un système de surveillance acoustique a également été mis en place. Il s'agit du système CASC 2 qui a été utilisé avec 7 capteurs disposés le long de la poutre et espacés d'une distance supérieure à 3 m les uns des autres. Cette seconde instrumentation avait pour objectif de détecter et de localiser les principaux événements intervenant lors de la rupture de la poutre en flexion.

4.4. Instrumentation par fibres optiques

L'utilisation des fibres optiques pour instrumenter les ouvrages est une solution moderne qui présente notamment deux avantages essentiels :

- 1) la faible taille du capteur qui le rend extrêmement peu intrusif dans la structure,
- 2) sa capacité à générer des mesures distribuées tout au long de la fibre optique, avec une résolution spatiale millimétrique et un haut niveau de déformation détectable avec une précision inférieure à $8\ \mu\text{m}$.

La configuration d'installation des fibres optiques qui a été choisie permet la mesure de la déformation tout au long de la poutre et donc la détection des fissures dès leur apparition. Deux fibres optiques ont ainsi été installées au niveau de la fibre supérieure de la poutre dans une rainure creusée dans le béton (profondeur et largeur respectivement de l'ordre de 10 et de 5 mm). Une autre fibre optique a été placée au niveau du flanc du talon de la poutre dans une rainure. Ces fibres de type Sensornet (diamètre $> 3\ \text{mm}$) sont conçues spécifiquement pour être en contact avec le béton. Pour évaluer le fonctionnement du renforcement par composites collés, plusieurs fibres monomodes revêtues d'une gaine polyimide (diamètre total $\approx 200\ \mu\text{m}$) ont été installées au niveau des interfaces de collage. Le schéma suivant indique la position des différents types de fibres optiques.



Positionnement des fibres optiques engravées dans le béton tout le long de la poutre (type Sensornet) et des fibres optiques entre les lamelles de composites (fibres monomodes avec gaine polyimide).

5. LES ESSAIS DE CHARGEMENT EN FLEXION – PREMIERS ENSEIGNEMENTS

5.1. Les essais de chargement « de fissuration » avant renforcement (semaine 35 de 2014)

Ces essais ont été réalisés par paliers de 20 kN, jusqu'à une charge maximale de 240 kN.

Ils ont permis de constater que la section pré-fissurée S4 réagissait la première (ouverture de $50 \mu\text{m}$ à 220 kN). L'observation des Naviers des sections a montré que l'on perdait progressivement le monolithisme de la section S4 à partir d'un effort d'environ 160 kN. L'émission acoustique a détecté une activité de la fissure S4 dès 160 kN. En revanche, elle n'a détecté aucune activité en section S2.

Au fur et à mesure de la montée en charge, deux nouvelles fissures sont apparues dans la zone de la section S3 (sections dénommées S31 et S3bis, visibles à 240 kN).

Malgré les fluctuations thermiques, les courbures mesurées au droit de la section S1 étaient proches des prévisions des calculs.

5.2. Les essais de chargement « de fissuration » après la première phase de renforcement (semaine 39 de 2014)

Ces essais ont été réalisés par paliers de 20 kN, jusqu'à une charge maximale de 300 kN.

Les flèches mesurées correspondent aux flèches « sans renforcement », ce qui est cohérent (augmentation de l'inertie de la poutre due à la première phase de renforts composites d'environ 1% seulement).

Les Naviers sont sensiblement les mêmes que ceux « sans renforcement » jusqu'à 240 kN.

Les mesures de courbure montrent l'effet de la première phase de renforcement par composites, puisqu'au chargement de 200 kN, la courbure au droit de la section S1 n'est plus que de $200 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ au lieu de $270 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ avant renforcement. D'autre part, on relève une perte de raideur depuis le quart de la portée jusqu'au droit de la section S1, à partir du palier de chargement de 240 kN.

Une activité acoustique a été détectée en section S2 indiquant une activation de la fissuration.

5.3. Les essais de chargement « à rupture » après la seconde phase de renforcement (semaine 44 de 2014)

Au cours des essais de chargement, on a pu observer le développement de nouvelles fissures :

- réseau de fissures sur l'âme de la poutre, d'ouvertures finales millimétriques, inclinées et remontant vers le point d'application de la force principalement entre les sections S3 et S4 (certaines fissures ont un tracé parallèle à celui des câbles de précontrainte relevés), verticales entre les sections S2 et S3,
- fissuration horizontale du béton d'enrobage de la nappe inférieure de câbles de précontrainte en talon de poutre, entre les sections S2 et S4 (progression de S2 « vers l'ar-

rière », puis progression « vers l'avant » en direction de S4),
 – fissuration longitudinale visible en sous-face de talon de poutre entre les paquets de lamelles.

La rupture en flexion observée de la poutre a eu lieu en trois phases successives :

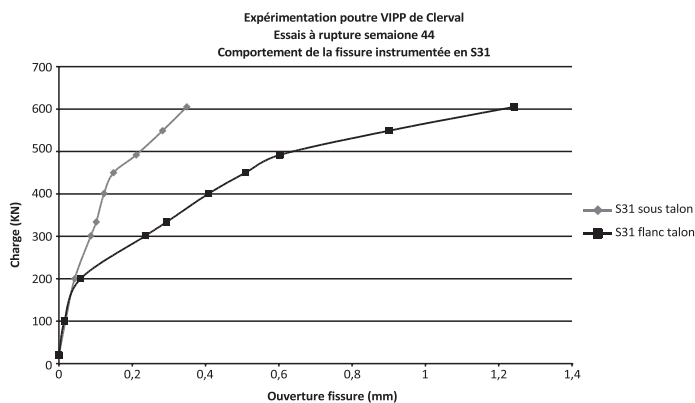
1. première rupture des renforts composites collés latéraux de la première phase de renforcement vers 17h15 par délamination du béton d'enrobage des câbles de précontrainte entre les sections S2 et S4 (délamination initiée au niveau de la section S2, en raison du tronçonnage partiel réalisé des renforts) : force maximale = **614 KN**, flèche maximale = **20,4 cm** ; par la suite, l'effort mobilisé pour le chargement n'a cessé de décroître ;



Première rupture des renforts composites collés latéraux de la première phase de renforcement.

2. seconde rupture des renforts composites collés notamment renforts centraux de la seconde phase de renforcement vers 17h50 par délamination du béton d'enrobage des câbles de précontrainte entre les sections S2 et S4 et décollement des renforts centraux sur une longueur importante « à l'arrière » de la section S2, ainsi qu'au delà de la section S4 : force = **588 KN**, flèche maximale = **26,3 cm** ;

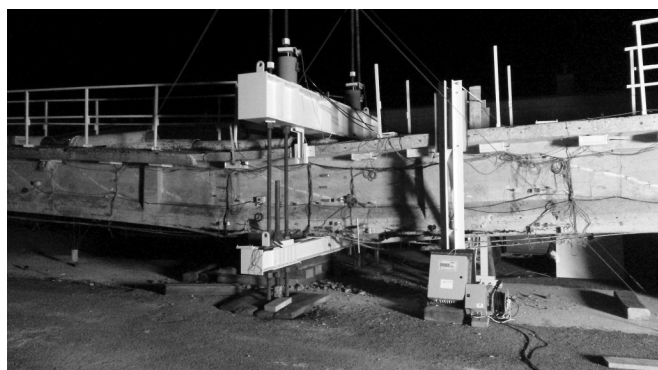
3. rupture définitive de la poutre en section S2 vers 19h20 pour une flèche maximale de l'ordre de **40 cm** : fracture verticale remontant dans la table supérieure à quelques centimètres seulement de la fibre supérieure.



Ouverture S31 en fonction de la charge appliquée.



Seconde rupture des renforts composites collés notamment renforts centraux de la seconde phase de renforcement.

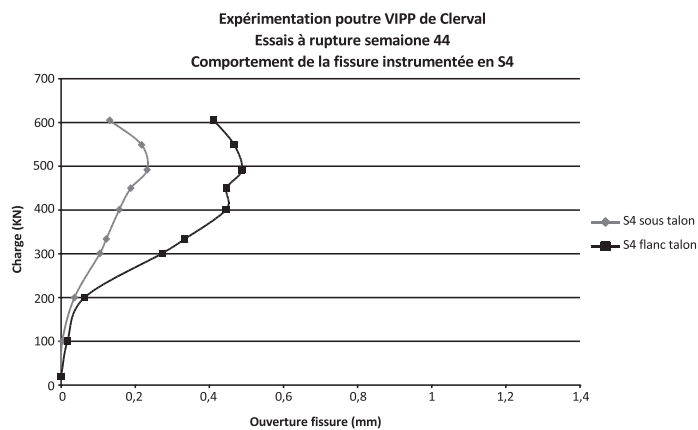


Rupture définitive de la poutre en section S2.

L'équipe projet travaille actuellement à l'exploitation des résultats des mesures et à la confrontation avec les prévisions des calculs, cependant les premiers éléments « remarquables » suivants peuvent être communiqués.

Ouvertures des fissures et rôle des renforts composites collés

Comme déjà observé lors des essais de chargement après la première phase de renforcement, les lamelles carbone ont un effet localement favorable vis-à-vis de l'ouverture de la fissuration. En l'absence de renforcement, les valeurs d'ouverture de fissure en section S4 relevées en sous face de talon de poutre étaient sensiblement identiques voire supérieures aux valeurs relevées sur le flanc du talon. Après renforcement, à partir d'une charge de 200 KN, on constate que l'ouverture de fissure sous le talon reste très inférieure (jusqu'à **-68%**) à l'ouverture mesurée sur le flanc de talon.



Ouverture S4 en fonction de la charge appliquée.

Les lamelles carbone répartissent mieux la fissuration dans la zone la plus sollicitée. La répartition longitudinale de la traction dans les renforts composites s'adapte au cours des essais de chargement, le pic de traction se déplaçant entre les sections S31 et S4. De 334 kN à 492 kN, l'ouverture de la fissure en section S2 s'accroît et à l'inverse, celle de la fissure en section S4 est stoppée (apparition de nouvelles fissures dans la zone de la section S4). De 492 kN à 615 kN (première rupture des renforts composites), l'ouverture des fissures en S2 et S31 s'accroît alors que la fissure de S4 se referme légèrement.

Déformations dans les câbles

Les mesures de déformation dans les câbles de précontrainte instrumentés indiquent une variation de contrainte de traction maximale de **629 MPa** au droit de la section S4 (tensions initiales mesurées à l'arbalète comprises entre 540 et 703 MPa) ; les courbes de variation de déformation en fonction de l'effort indiquent une accélération de la déformation à partir d'une charge de 450 kN et qu'il existe une assez bonne corrélation entre l'évolution de la déformation dans le câble et dans le composite au droit de la fissure en section S4.

Au droit de la section S31, les courbes de variation de déformation des câbles en fonction de l'effort indiquent qu'au maximum de 247 MPa, correspondant à une charge d'environ 450 kN, **le câble semble s'être rompu** à proximité de la zone de mesure (entre S31 et S4).

Il est intéressant de noter également que la surveillance acoustique a permis de détecter de nombreux événements intervenant en différentes abscisses le long de la poutre (exploitation approfondie des résultats à venir) :

1. zone de la section S4 pour un niveau de force de 400 à 460 kN ;
2. zone de la section S3 pour une force de 470 kN ;
3. zone de forte dégradation du béton d'enrobage des câbles en talon de poutre pour un niveau d'effort de 470 à 480 kN ;
4. zone de la section S3 à partir d'un niveau d'effort de 510 kN ;
5. zone de la section S1 à partir de 520 kN ;
6. enfin, zone de la section S2 lorsque l'effort maximum de 610 kN a été atteint.

Fibres optiques et variations de contrainte maximales dans les matériaux bétons et composites

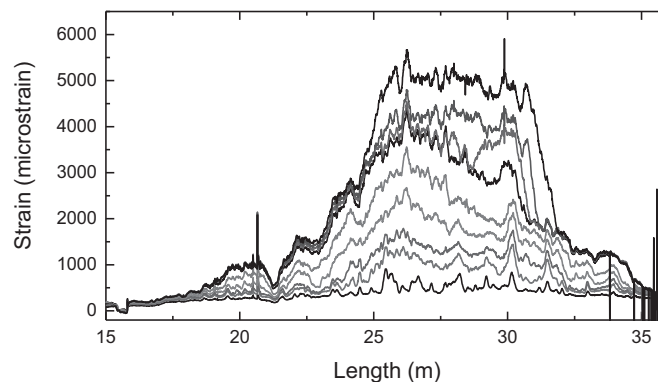
Lors du chargement, il était possible d'afficher en temps réel les profils de déformation en traction/compression dans les fibres optiques engravées dans le béton. Les fibres optiques situées entre les lamelles de composite ont permis

de mesurer le comportement de chaque couche de composites.

La mesure distribuée le long de la poutre a permis de localiser les fissures existantes et celles se formant lors des essais de chargement.

Dans la phase de chargement jusqu'à rupture, les variations de contrainte maximales qui ont pu être enregistrées par les fibres optiques dans les matériaux sont des ordres de grandeur suivants :

- compression du béton : plus de **65 MPa** ;
- traction des renforts composites : environ **915 MPa** entre la première lamelle et le support béton.



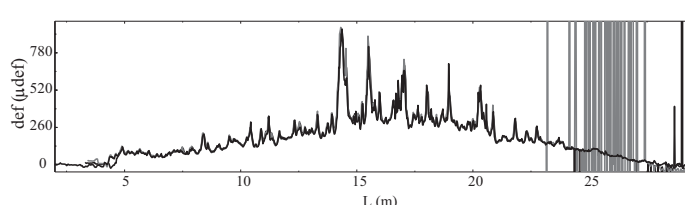
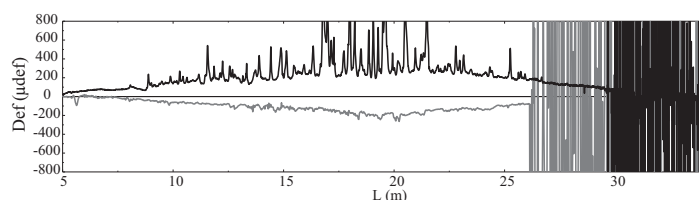
Déformations mesurées lors de différents paliers jusqu'à la rupture pour une fibre optique positionnée sur la lamelle inférieure d'un paquet de renforts. Les abscisses 26 m et 30 m correspondent approximativement respectivement aux sections S4 et S2.

Courburemétrie

La courbe ci-après donne l'évolution des courbures dans la zone de la section S1 en fonction de la réaction aux vérins. Elle met en évidence une perte de rigidité en flexion vers 340 kN et une baisse de résistance de la poutre à 615 kN : au-delà de la courbure $1,35 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ (soit un rayon de courbure $R_c = 750 \text{ m}$), la réaction de la poutre à l'action des vérins baisse régulièrement et la courbure est pratiquement fonction du déplacement imposé au niveau du cheville.

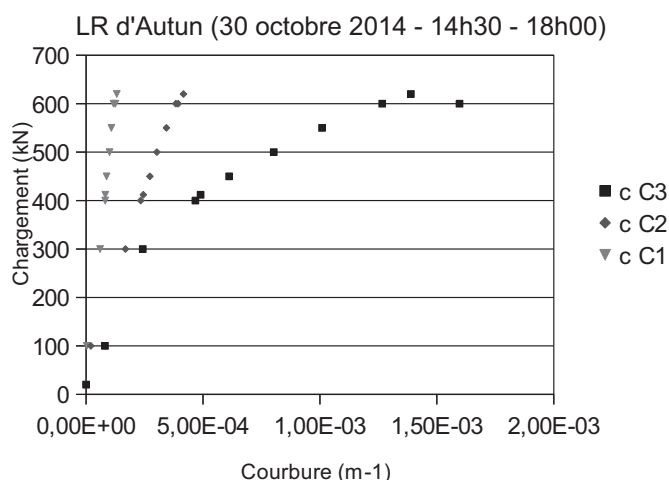
Les courbures en section S4 (courburemètre expérimental du Laboratoire d'Aix) atteignent un maximum à environ 500 kN et diminuent ensuite jusqu'à la rupture des renforts composites.

La première analyse des résultats des diverses instrumentations permet de formuler l'**hypothèse** suivante de **comportement de la poutre lors des essais de chargement à rupture** :



Exemple de mesure acquise pour une charge de 280 kN : à gauche les déformations mesurées dans le béton (compression et traction), à droite les déformations mesurées par les fibres entre les couches de composite.

Ruine de la poutre de Clerval



Évolution des courbures aux trois courburemètres C1, C2, C3 de la DTer NP en fonction de la réaction aux vérins.

- **jusqu'à 200 kN** : ouvertures de fissures faibles, effort de traction maximum dans les renforts composites au droit de la zone de moment sollicitant maximum (section S31),
- **de 200 kN à 450 kN** : fissuration importante entre les sections S31 et S4, effort de traction maximum dans les renforts composites centrés sur cette zone,
- **450 kN** : rupture d'un câble entre les sections S31 et S4, création d'une « rotule » dans cette zone,
- **de 450 à 615 kN** : la « rotule » entre les sections S31 et S4 stoppe l'évolution de la fissure en S4 et fait translater l'effort de traction maximum dans les renforts composites entre les sections S2 et S31,
- **615 kN** : traction dans les renforts composites concentrée à proximité de la section S2 jusqu'au délaminage du béton au droit des renforts de la première phase tronçonnés en section S2.

6. LES CALCULS ET MODÉLISATIONS

Différentes modélisations ont été effectuées dans le cadre de cette opération. Elles répondent à des objectifs bien distincts et ont donc été menées avec des hypothèses, des approches et des outils assez différents.

Les premiers calculs ont été effectués très en amont, lors du montage de l'opération, de manière à définir d'une part les possibilités de chargements et les modes de ruine associés et d'autre part la capacité des outils nécessaires à la conduite des chargements. Les **études préparatoires**, pour le fonctionnement en flexion et au cisaillement de la poutre, ont consisté en une approche ultime du fonctionnement des sections transversales : limites réelles des matériaux, sans coefficient de sécurité...

Dans un deuxième temps, des **calculs prédictifs** ont été menés pour préparer les chargements en flexion :

1. une modélisation simple en flexion 3 points (modèle à barres – ST1 et analyse des sections fissurées ou non – CDS) pour identifier les zones probables d'ouverture de fissures et de rupture. Les résultats de cette modélisation

ont permis la définition des renforts à disposer et de l'instrumentation à mettre en oeuvre pour les mesures en chargement de flexion ;

2. une modélisation simple en flexion 3 points (modèle à barres – ST1) avec inertie variable et évolutive (prise en compte des fissures connues) pour assurer le pilotage des essais de chargement à l'aide du contrôle des déformées (flèches, courbures) et de l'évolution des Naviers, jusqu'à un état de fissuration raisonnable (ouverture de 0,3 mm maximum).

Les chargements ayant été effectués, les études plus évoluées sont en cours de calage. L'objectif est d'essayer de proposer différents niveaux de modélisation (du plus simple au plus évolué), de vérifier la faisabilité de leur mise en oeuvre et de confronter leurs résultats à ceux issus des mesures.

Les **études a posteriori** pour le fonctionnement en flexion, dont la faisabilité et le calage, sont en cours :

3. une modélisation simple (modèle à barres – ST1) représentative de la structure fortement fissurée avec prise en compte de la précontrainte et des renforts composites,
4. une modélisation avancée (éléments finis – Code ASTER) avec prise en compte de la fissuration, de la précontrainte et des renforts composites.

7. CONCLUSIONS PROVISOIRES, PERSPECTIVES

Les essais de chargement à rupture de la poutre de Clerval ont confirmé la difficulté d'évaluer correctement la sécurité structurale d'une poutre de VIPP fortement endommagée par la corrosion des câbles de précontrainte ; malgré les auscultations nombreuses réalisées, toutes les prévisions des calculs réalisés au moyen du logiciel ST1 se sont révélées optimistes, ce qui peut être considéré « inquiétant ».

Cependant, plusieurs points « rassurants » peuvent être rappelés :

- il aura fallu imposer une flèche de 20 cm pour atteindre la capacité maximale en flexion de la poutre en béton précontraint,
- les instrumentations mises en oeuvre sur la poutre (sections de jauges de déformation, fibres optiques, courburemètre, capteurs de déplacement au droit des fissures, émission et surveillance acoustique...) se complètent, se recoupent et permettent de mettre en évidence les changements de comportement des sections et de la poutre au cours du chargement ainsi que les valeurs d'effort « charnières ». Il y a ainsi de quoi rassurer sur la pertinence d'une instrumentation d'ouvrages endommagés soumis à une haute surveillance, sous réserve cependant que les capteurs aient été installés « au bon endroit ».

La capacité maximale de la poutre a été atteinte lors de la rupture de la première phase de renforts composites collés, ainsi :

- les renforts composites ont augmenté la résistance à la rupture en flexion de la poutre de béton précontraint endommagée,

– leur effet aurait pu être encore augmenté si les renforts n’avaient pas été volontairement partiellement tronçonnés au droit de la section S2 et/ou avec une conception du renforcement « optimisée ».

Il a en outre été mis en évidence l’apport des renforts composites collés : maîtrise de l’ouverture des fissures et meilleure répartition de la fissuration.

Rappelons la très bonne qualité du béton de la poutre, indispensable au bon fonctionnement de renforts collés.

Le projet d’expérimentation de la poutre de Clerval continue en 2015 : les deux morceaux de poutre résultant de la première rupture en flexion seront sollicités au cisaillement au niveau de leurs abouts après renforcement par matériaux composites collés.

L’intérêt d’une autopsie de la précontrainte du tronçon de poutre compris entre les sections S2 et S4 paraît en outre évident...

BIBLIOGRAPHIE

AFGC (Association Française du Génie Civil), *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux*

composites – Recommandations provisoires, Documents scientifiques et techniques, Février 2011.

« Suivi du comportement mécanique d’une poutre VIPP sous chargement – Le cas du VIPP de Merlebach », LCPC, Paris, 2007.

REMERCIEMENTS

ASFA, co-financeur du projet

DTer Centre-Est du Cerema DL Autun : B. Clément, JF. Fare, A. Fléty, A. Gagnon, C. Lacroix, C. Le Roy, G. Monnot, O. Pisseloup, J. Roth, JL. Saussol, S. Valfort, F. Vitel, JC. Wendling

DTer Centre-Est du Cerema DL Lyon : P. Taton, D. Tronchet, M. Valade

DTer Méditerranée du Cerema (Laboratoire d’Aix en Provence) : JM. Calissano

DTer Nord-Picardie du Cerema : A. Delory, FX. Tiry

DTer Est du Cerema (LR Nancy) : X. Berdos

DTec Infrastructures de Transport, Matériaux du Cerema : JF. Barthélémy, C. Crémone et JP. Sellin

Département MAST de l’Ifsttar : JF. David, R. Michel, B. Godart, Y. Falaise, L. Gaillet

Entreprise A3IP : B. Mathonnet.

Diagnostic, réparation et maintenance

DIAGNOSTIC ET RÉPARATION DE 4 VIADUCS MÉTALLIQUES EXCEPTIONNELS DE TYPE EIFFEL

DIAGNOSIS AND RESTORATION OF 4 EXCEPTIONAL EIFFEL-TYPE RAIL VIADUCTS

Cédric LAMARSAUDE¹, Renaud LECONTE², Christophe RAULET³, Claire DEFARGUES⁴

¹ Ingénieur chargé d'études, DIADES - cedric.lamarsaude@diades.fr

² Directeur technique, DIADES - renaud.leconte@diades.fr

³ Directeur général, DIADES - christophe.raulet@diades.fr

⁴ Directeur de projet, SETEC FERROVIAIRE - claire.defargues@ferro.setec.fr

1. CONTEXTE DE L'OPÉRATION

Dans le cadre du Plan Rail Auvergne signé entre l'État, la Région Auvergne et Réseau Ferré de France (RFF), d'importants travaux de rénovation des infrastructures ferroviaires – travaux de voie, d'ouvrages d'art, de tunnel et d'ouvrages en terre – ont été réalisés sous la maîtrise d'œuvre de SETEC.

Ces travaux consistaient à sécuriser, moderniser ou remettre à niveau trois lignes ferroviaires auvergnates, dont celle de Bordeaux Lyon entre Montluçon et Gannat – lignes 705000 et 707000, notamment en supprimant et en prévenant de nombreux ralentissements.

La ligne de Montluçon Gannat, ouverte en 1868, comprend quatre viaducs métalliques exceptionnels dont deux ont été

réalisés par la jeune Compagnie Eiffel et les deux autres par la Compagnie de Fives Lille.

En tant que maître d'œuvre de spécialité, DIADES avait notamment la responsabilité du diagnostic de ces quatre viaducs.

Une fois les archives des viaducs rassemblées et analysées, la mission consistait à effectuer un diagnostic complet intégrant de nombreuses investigations (inspections détaillées, mesures dimensionnelles, diagnostic anticorrosion, spectrocromimétrie, prélèvement d'échantillons et leurs analyses, épreuves et instrumentation des ouvrages, recalculs des structures avec des calculs de fatigue,...) puis la définition du programme de régénération et de remise en peinture de deux viaducs en tenant compte de la problématique du plomb dans les anciennes peintures.

Les travaux présentés ont été réalisés sur le viaduc du Rouzat par l'entreprise Lassarat sous la maîtrise d'œuvre de DIADES.

2. PRÉSENTATION DES OUVRAGES

Le viaduc du Rouzat (figure 1) et le viaduc de Neuvial (figure 2), construits par G. Eiffel entre 1867 et 1869, se trouvent dans le département de l'Allier, sur la ligne à voie unique de Commentry à Gannat. Ils sont respectivement situés aux km 386.840 et 388.813, entre les gares de GANNAT et BELLENAVES.

Ces deux ouvrages sont inscrits à l'inventaire supplémentaire des monuments historiques depuis 1965.

Le viaduc du Rouzat se situe sur le territoire de la commune de SAINT-BONNET-DE-ROCHEFORT. Il comporte 3 travées métalliques de 55,125 m – 57,75 m – 49,125 m prolongées par un viaduc d'accès en maçonnerie de 13 m environ côté Commentry. Le tablier en fer puddlé de 162 m de long repose sur deux piles composées chacune de 4 colonnes creuses en fonte d'une cinquantaine de centimètres de diamètre, munies de jambes de force ou arbalétriers dans le sens transversal et appuyées sur un massif en maçonnerie ; les parties métalliques des piles ont une hauteur respective de 46 et 41 m. La pile côté Commentry est fondée au milieu de la rivière la Sioule.

Le viaduc de Neuvial se situe quant à lui sur le territoire de la commune de BEGUES. Il comporte 2 travées métalliques de 49,20 m prolongées par un viaduc d'accès en maçonnerie de 31 m environ côté Commentry et d'une tra-

vée annexe métallique de 23,50 m côté Gannat. Le tablier en fer puddlé de 98,40 m de long repose sur une pile composée de quatre colonnes creuses en fonte d'une cinquantaine de centimètres de diamètre d'une hauteur de 41,50 m et appuyées sur un massif en maçonnerie.

Les tabliers de ces deux ouvrages présentent une largeur de 4,50 m entre garde-corps. Ils sont constitués de poutres latérales à treillis, d'une hauteur hors cornières de 4.00 m et un entre axes de 3,50 m. Des pièces de pont sont espacées de 3,00 m et supportent des longerons en acier qui ont été remplacés en 1965. Enfin, l'intérieur du tablier est équipé d'une passerelle fixe permettant son inspection.



Figure 2 : Viaduc de Neuvial.

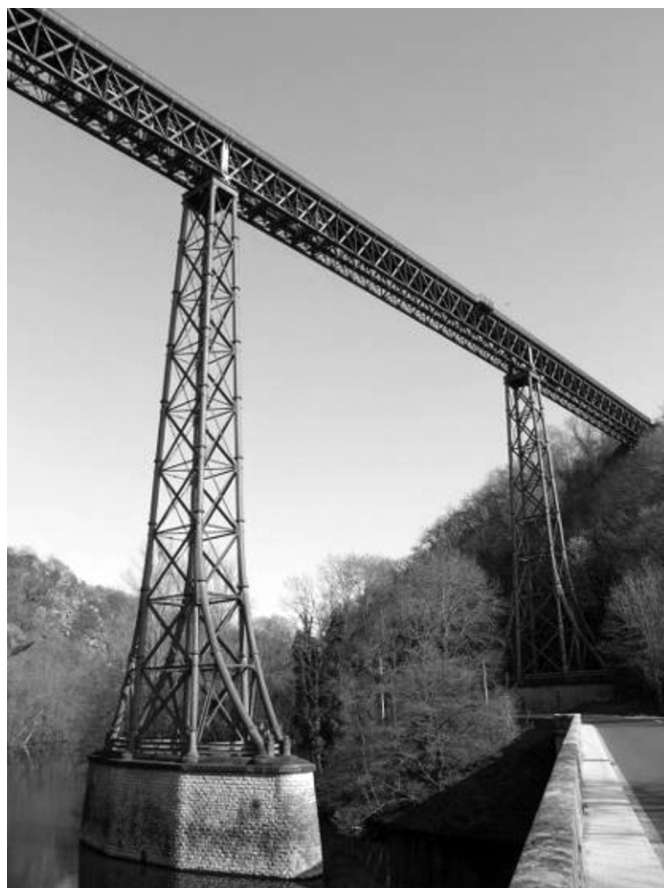


Figure 1 : Viaduc du Rouzat.

Le viaduc du Bellon (figure 3) et le viaduc de la Bouble (figure 4), construits par J.F. Cail et la compagnie Fives-Lille entre 1867 et 1869, sont également situés sur la ligne de Commentry à Gannat. Ils sont respectivement aux km 368.212 et 363.637, entre les gares de LOUROUX de BOUBLE et BELLENAVES. Les ouvrages se situent à cheval sur les territoires des communes de LOUROUX de BOUBLE et COUTANSOUZE pour le Bellon et de LOUROUX de BOUBLE et ECHASSIERES pour la Bouble.

Ces deux ouvrages sont inscrits à l'inventaire des monuments historiques naturels et des sites de caractère artis-



Figure 3 : Viaduc du Bellon.



Figure 4 : Viaduc de la Boule.

tique, historique, scientifique, légendaire ou pittoresque du département de l'Allier depuis 1991.

Le viaduc du Bellon comporte 3 travées de 40,00 m – 48,00 m – 40,00 m encadrées par deux viaducs d'accès en maçonnerie de 57,80 m côté Commentry et 42,00 m côté Gannat. Le tablier en fer puddlé de 128 m de long repose sur deux piles composées chacune de 4 colonnes creuses en fonte d'une cinquantaine de centimètre de diamètre et appuyées sur un massif en maçonnerie ; les parties métalliques ont une hauteur de 36 m.

Le viaduc de la Boule comporte 6 travées de 50,00 m encadrées par deux viaducs d'accès en maçonnerie de 71,30 m côté Commentry et 23,70 m côté Gannat. Le tablier en fer puddlé de 395 m de long repose sur cinq piles composées chacune de 4 colonnes creuses en fonte d'une cinquantaine de centimètres de diamètre, munies de jambes de force dans le sens transversal et appuyées sur un massif en maçonnerie ; les parties métalliques ont une hauteur variant de 40 m à 55 m environ, amenant l'ouvrage à environ 70 m au-dessus de la vallée de la Boule (figure 5).

Les tabliers de ces deux ouvrages présentent une largeur de 4,50 m entre garde-corps. Ils sont constitués de poutres latérales à treillis multiples d'ordre 4 et ont une hauteur hors cornières de 4,54 m et un entre axes de 3,50 m. Les pièces de pont sont espacées de 2,00 m et supportent des longerons en acier qui ont été remplacés en 1965. Enfin, l'intérieur du tablier est équipé d'une passerelle fixe permettant son inspection, également remplacée en 1965.

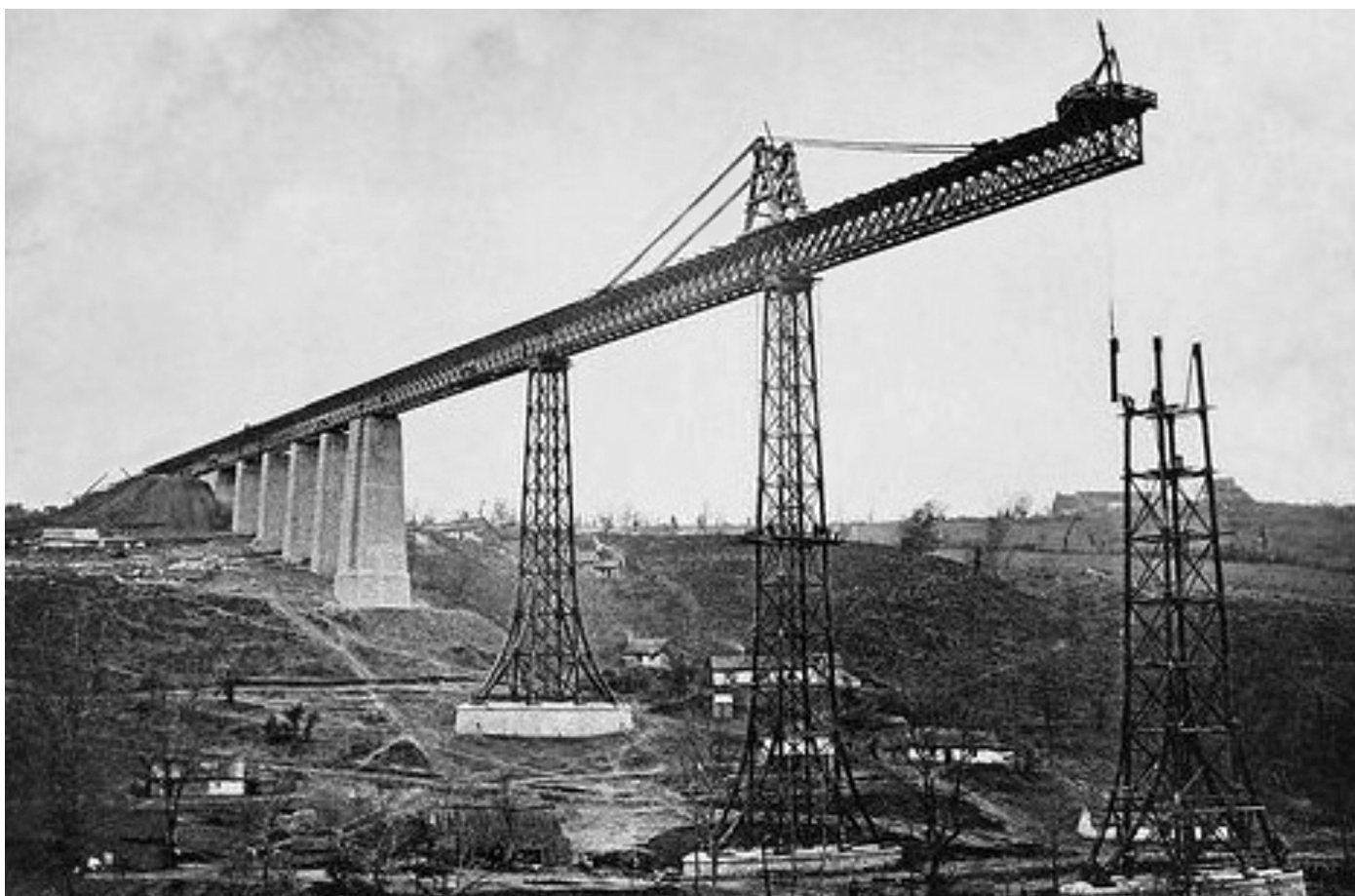


Figure 5 : Construction du viaduc de la Boule.

© gallica.bnf.fr - École nationale des ponts et chaussées.

3. LE DIAGNOSTIC DES OUVRAGES

3.1. Programme du diagnostic

Dans le cadre de cette étude, la phase préalable de diagnostic avait pour objectif de conclure sur l'état général de ces ouvrages en s'assurant de leur aptitude à satisfaire le service attendu, en termes de charge et de fréquence. Le cas échéant, les mesures de renforcement définitives nécessaires pour assurer ce service et les mesures de renforcement provisoires pour mettre en œuvre les méthodologies nécessaires pour la réalisation des travaux de régénération dans de bonnes conditions ont été définies.

Afin de compléter la connaissance des ouvrages basée en premier chef sur les données constituant les dossiers d'ouvrage, des investigations particulières ont été menées et notamment :

- des visites sommaires réalisées en travail acrobatique (figure 6) et complétées de nuit à partir d'une nacelle négative sur wagon (figure 7) visant à mettre à jour la connaissance des pathologies présentes sur les ouvrages (déconsolidation, foisonnement, fissuration éventuelle,...),
- la prise de relevés dimensionnels complémentaires nécessaires aux modélisations et études structurales (figure 8) et la reconstitution des plans de charpente correspondants,
- la réalisation de contrôles magnétoscopiques de quelques assemblages visant à rechercher, dans des zones sensibles, des dommages non perceptibles à l'œil,
- la réalisation d'un diagnostic anticorrosion mettant notamment en évidence la présence de minium de plomb dans le système anticorrosion en place,
- la recherche par spectrocolorimétrie des teintes des peintures d'origine, à la demande des Architectes des Bâtiments de France (ABF),
- le prélèvement d'échantillons et leurs analyses chimiques et mécaniques pour fiabiliser la connaissance des

matériaux en place (figure 9) et permettre la définition d'hypothèses réalistes pour la réalisation des études structurales,

- la réalisation de modèles de calculs complets des ouvrages sous le logiciel Pythagore®, développé par Setec TPI,
- et enfin la réalisation de chargements d'essais de nuit couplés à une instrumentation visant à étudier les flèches des tabliers, les déformations de quelques sections et les rotations à proximité des appuis pour permettre de caler les modèles numériques nécessaires à une étude robuste des ouvrages.

3.2. Les études structurales

La présence de plomb dans les anciennes peintures a conduit à la nécessité de mise en œuvre de confinements étanches visant à éviter toute pollution de l'environnement. Ces confinements présentaient une prise au vent très importante sur des structures en treillis très ajourées, nécessitant des vérifications structurales des méthodes de travaux dès la phase des études de conception. Au stade du projet, les hypothèses consistaient à utiliser un échafaudage roulant de 20 à 21 ml en fonction des ouvrages, en parallèle du confinement total d'une pile et sur la base de la technique de l'abrasif recyclé.

Des modèles globaux de chaque ouvrage ont été réalisés par SETEC TPI et DIADES sur le logiciel Pythagore®, de manière à vérifier structurellement les ouvrages sous ces cas de charges inhabituels et s'assurer, dans toutes les phases de chantier, du respect de leur capacité portante.

Ces modèles ont été bâtis à partir des résultats des investigations complémentaires et plus particulièrement des relevés dimensionnels pour la reconstitution de la géométrie de détail, et des résultats des prélèvements d'échantillons pour les caractéristiques des fers puddlés. De manière à fiabiliser les résultats des calculs prédictifs du comportement de ces ouvrages, les modèles ont été calés sur la base de l'instrumentation et des chargements d'essais réalisés en phase de diagnostic (figure 10).



Figure 6 : Visite en travail acrobatique.



Figure 7 : Utilisation d'une nacelle négative sur wagon.

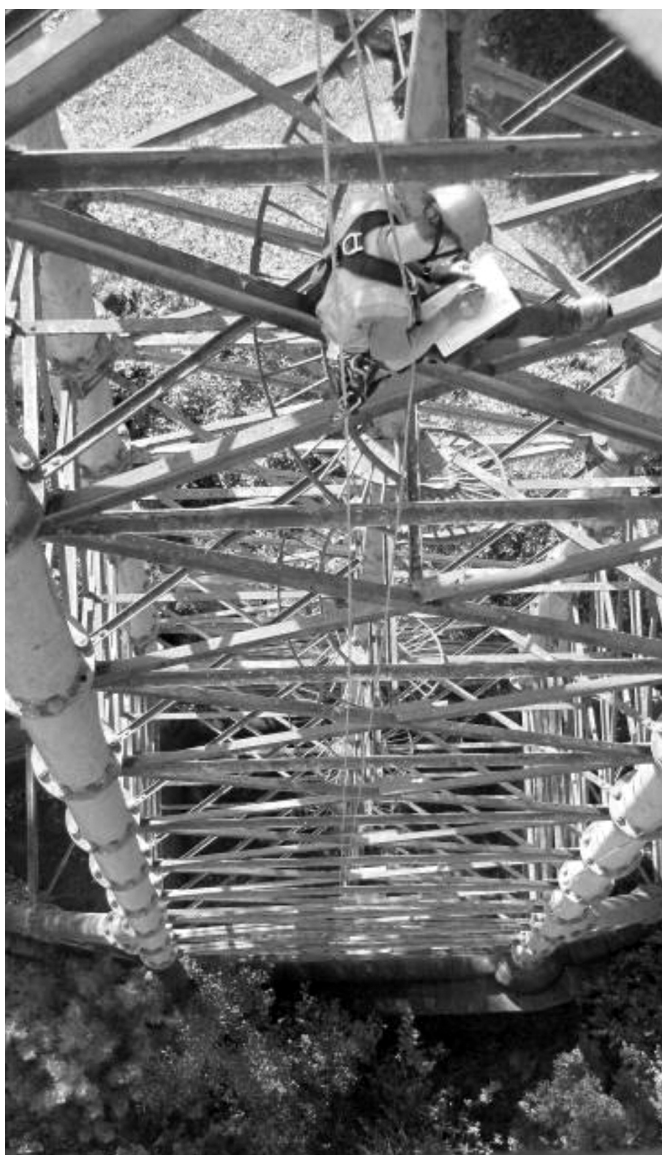
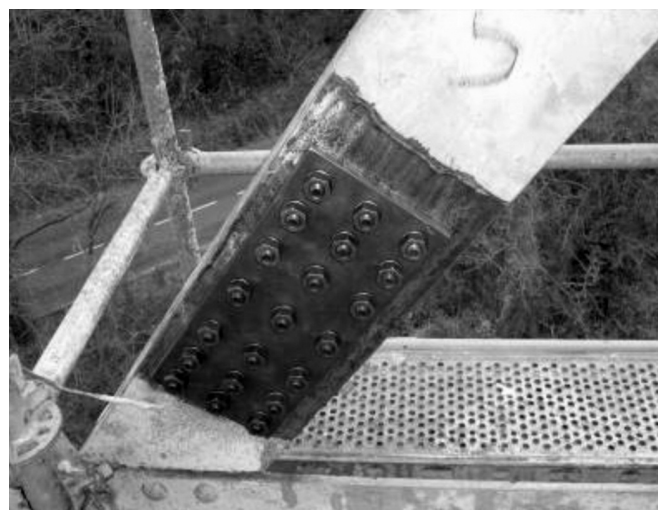


Figure 8 : Relevés dimensionnels.



MACROGRAPHIE : REACTIF :
Macrographic etching Reagent

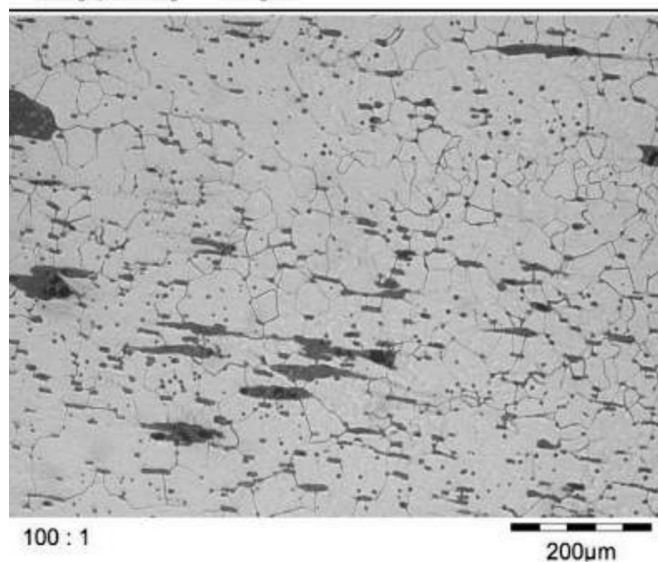


Figure 9 : Analyse des fers puddlés.

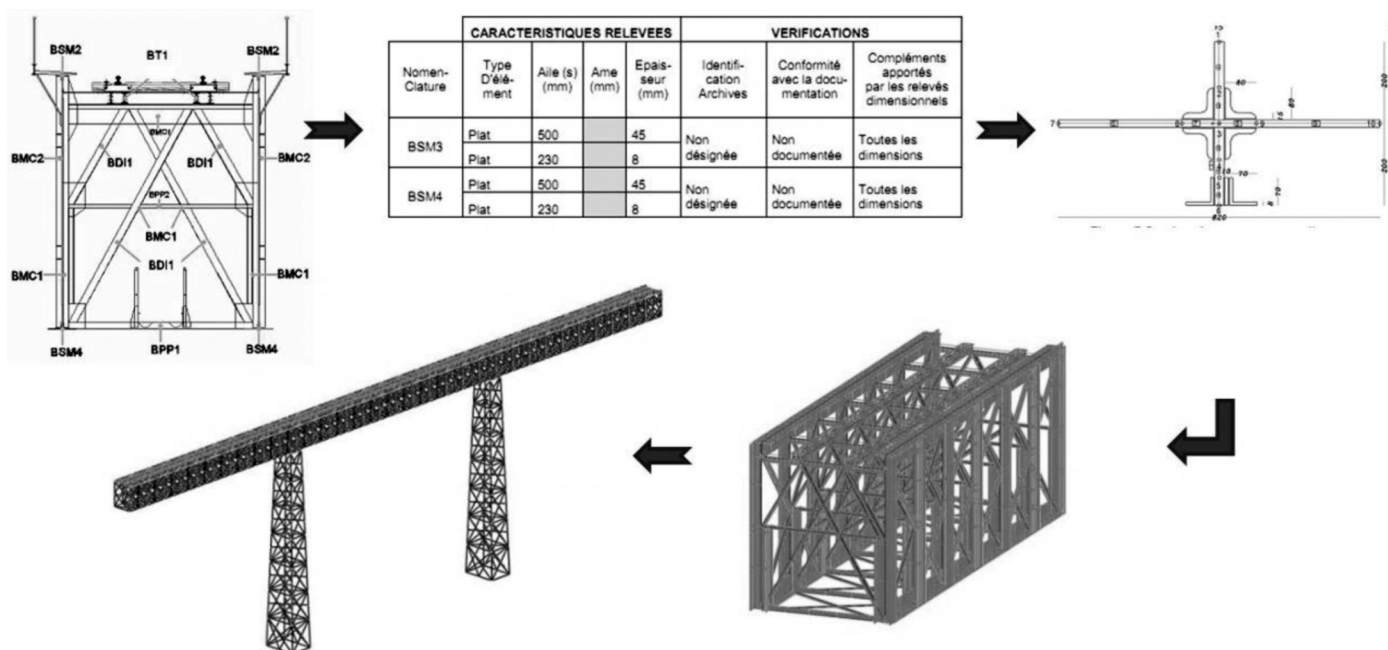


Figure 10 : Modélisation des ouvrages sous Pythagore ©.

3.3. Les calculs en fatigue

Compte tenu de l'âge de ces 4 viaducs métalliques, des calculs de vérification vis-à-vis des phénomènes de fatigue ont été réalisés afin d'appréhender les zones sensibles par un cumul d'endommagement théorique des différents assemblages.

Sur la base d'estimations faites sur le trafic depuis 1869 et des comptages disponibles sur la période de 2000 à 2007, un histogramme de chargement a été élaboré. Il distinguait les trains de fret et les trains voyageurs. Pour chaque assemblage sensible, un calcul de cumul d'endommagement a été réalisé après avoir déterminé les histogrammes de contraintes par la méthode de la goutte d'eau à l'aide du logiciel Pythagore ®. Les résultats mettaient en avant un endommagement cumulé théorique parfois bien supérieur à 1 et tendant à mettre en évidence un endommagement potentiel dans certaines sections.

Afin de lever le doute quant à la présence de fissures de fatigue, des investigations complémentaires ont été réalisées par magnétoscopie (pour les assemblages simples) et par radiographie (pour les assemblages présentant plus de 2 plats) sur les zones sensibles identifiées préalablement par le calcul. Les contrôles par radiographie ont été menés à l'aide d'une source d'iridium 192 et de doubles films D4 et D5.

Ces investigations n'ont pas fait apparaître de pathologies structurelles importantes et ont conforté le Maître d'Ouvrage dans sa décision d'investir dans la remise en peinture des ouvrages.

4. RÉALISATION DES TRAVAUX DE RÉGÉNÉRATION DU VIADUC DU ROUZAT

4.1. La préparation des travaux

En définitive, à l'issue d'un processus complet de consultation pour deux ouvrages, seul le viaduc du Rouzat a fait

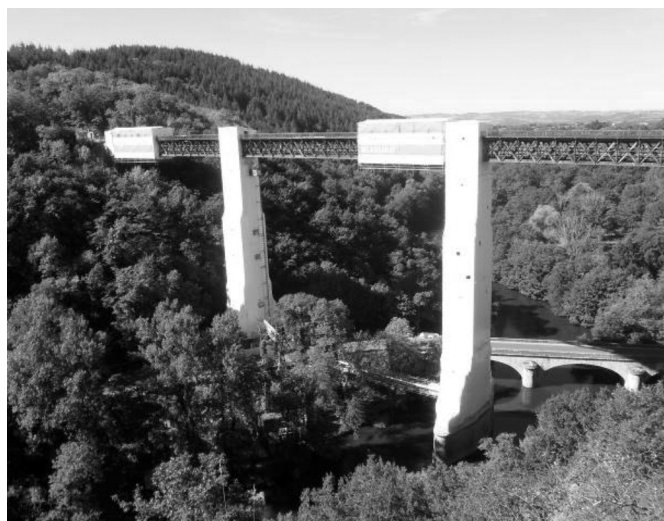


Figure 11 : Masque au vent généré par les confinements.

l'objet de travaux de régénération et de remise en peinture au second semestre 2013. L'entreprise Lassarat était en charge de ce chantier sur une proposition de variante consistant à utiliser deux échafaudages roulants de 18 ml sur le tablier concomitamment au confinement total des deux piles (figure 11). La technique de l'abrasif perdu a été employée.

De manière à s'assurer de la faisabilité technique de cette variante dans un délai contraint de fermeture de voie, une étude spécifique a été réalisée durant la période de préparation en étroite collaboration entre l'entreprise Lassarat, avec ses bureaux d'études IOA et SEMI, et le maître d'œuvre DIADES. Elle visait à s'assurer que les renforts pouvaient être mis en œuvre sans percement de la structure existante.

Les études engagées dans le cadre de cette variante ont mis en évidence la nécessité de réaliser des renforts provisoires au niveau des contreventements inférieurs du tablier (excès de compression et risque de flambement) par pinces et des zones de dédoublement des fûts des piles au droit des arbalétriers (traction excessive dans la fonte). Les piles en fonte ont été précontraintes partiellement de 80 tonnes avec un ancrage du dispositif dans la maçonnerie de 20 tonnes par fût.

Enfin, une procédure de gestion spécifique des phénomènes de vent a été rédigée pour programmer le dé-confinement partiel d'urgence des échafaudages roulants au-delà d'une certaine vitesse de vent limite définie.

Compte-tenu de l'exiguïté du site et des hauteurs importantes, ces opérations ont nécessité la mise en œuvre de moyens de manutention conséquents. À ce titre, une grue de 120 tonnes a été déployée pour l'amenée des colliers de renforts des piles nécessitant la fermeture de la RD 37 franchie par l'ouvrage.

Les échafaudages des piles ont été montés en temps masqué à partir du 15 avril 2013, hors arrêt de la circulation des trains sur l'ouvrage, l'accès au tablier étant, pendant toute cette partie des travaux, strictement interdit.

Dès la mise à disposition de l'intégralité de l'ouvrage à l'entreprise le 24 juin 2013, une grue de 200 tonnes a permis la mise en œuvre des échafaudages roulants sur le tablier (figure 12).



Figure 12 : Mise en œuvre des échafaudages roulants par grue de 200 t.

4.2. La réalisation des travaux

La Sioule étant régulée par un barrage en amont, la base vie a pu être installée le long de la rivière sans craindre les inondations. Ainsi deux bureaux, une salle réfectoire et des douches et vestiaires suffisants pour une vingtaine de compagnons ont été installés en contrebas de la route. À proximité, la production d'énergie, d'air comprimé asséché, le dispositif amphitec servant à l'aspiration des résidus de sablage ainsi que l'atelier peinture ont également trouvé leur place (figure 13).

Toute la place autour de la pile le long de la route a également été exploitée. On y trouve l'ascenseur, élément indispensable pour acheminer les équipes et le matériel à 52 m au-dessus de la route en optimisant les temps de travail, un sas trois compartiments pour la gestion du risque plomb, puis tout l'atelier de sablage et de filtration. Les sableuses ont été rassemblées dans un conteneur, au-dessus duquel a été disposé un conteneur réservoir d'abrasif (figure 14). Cette installation, développée par Lassarrat, a permis une alimentation gravitaire des sableuses, avec un minimum de manutention et une très bonne optimisation des temps de coupe. La proximité avec la route a simplifié également l'approvisionnement d'abrasif, qui était alors assuré par camion silo. L'espace a été utilisé pour la récupération des résidus de sablage au moyen d'un caisson étanche permettant l'ensachage automatisé en big-bag étanche de 1,2 m³. Ce système est également utilisé dans le cas de chantier avec risque amiante. Enfin, la centrale de renouvellement d'air avec filtrage total d'une capacité de 60 000 m³ par heure permettait d'obtenir un recyclage de l'air dans le confinement : entre 6 et 8 volumes par heure, suivant les sections.

Pour assurer la sécurité des compagnons vis-à-vis des risques routiers, une passerelle permettait le passage des hommes et des réseaux au-dessus de la RD 37.

En raison de la présence de plomb, les opérations de sablage ont dû être réalisées en milieu confiné. Celui-ci était réalisé avec des bâches thermosoudables d'une épaisseur de 230 µm au niveau des parois hormis pour le sol des échafaudages roulants du tablier qui était de 600 µm. Des entrées d'air étaient disposées judicieusement pour assurer son renouvellement dans l'enceinte, placée en dépression



Figure 13 : Installation de chantier.



Figure 14 : Système de sablage.

au moyen de la centrale d'aspiration dédiée. Les zones exiguës où les opérateurs risquaient de perforer le confinement ont été protégées par des plaques de contreplaqué ou un doublage de la bâche. Par ailleurs, des examens médicaux avec prise de sang préalables au chantier puis mensuellement ont été réalisés sur l'ensemble des opérateurs afin de suivre le risque de plombémie.

Une démarche préalable de concertation en phase de conception avait d'ailleurs été initiée auprès de la CARSAT, de la CRAM et de l'OPPBTP afin d'appréhender les risques et inclure toutes les prescriptions nécessaires à la santé et à la sécurité, notamment des travailleurs, ainsi qu'à la protection de l'environnement, dans le marché de travaux.

Pour la gestion du risque « vent », des anémomètres ont été placés en différents endroits de la structure. La procédure de dé-confinement d'urgence, couplée à une consultation des prévisions météorologiques, a fait l'objet d'un suivi strict en cas de vents violents. Les prévisions permettaient d'anticiper cette situation et ainsi d'organiser le chantier afin de ne pas générer de risque environnemental en cas d'ouverture du confinement.

Lors des épreuves de convenance, une difficulté particulière pour le décapage des piles en fonte a été détectée. La fonte se trouvait irrégulièrement couverte de calamine adhérente. Afin d'obtenir une protection anticorrosion régulière sur l'ensemble de la surface, il a été décidé de supprimer toutes traces de calamine et d'obtenir un décapage de qualité Sa2 ½.

Par ailleurs, cet ouvrage ancien est constitué essentiellement de cornières, assemblées par rivetage, ce qui génère de nombreuses aspérités et entrefers. Ces surfaces sont donc très chronophages à décaper : une bonne expérience du sablage est requise pour obtenir une rugosité de type moyen G sans écrouir le fer à force de le marteler avec l'abrasif.

La consommation d'abrasifs, lors du pic de production obtenu par deux équipes de six sableurs travaillant en deux postes, a atteint 27 tonnes par semaine.

Les sableurs étaient équipés d'un casque intégral avec une jupe descendant sur les épaules, et d'une visière en verre afin de les protéger des projections d'abrasifs dues aux rebonds contre le subjectile. La plaque de verre était régulièrement changée car polie par l'abrasif.

Chaque opérateur était alimenté en air frais par l'intermédiaire d'un masque intégral au moyen d'un compresseur équipé de filtres adéquats, placé sous le casque.

Le renouvellement d'air, à raison de 6 volumes par heure minimum, permettait de conserver une visibilité correcte dans l'enceinte du sablage.

Le nettoyage a été assuré en plusieurs étapes. Tout d'abord un maximum de résidus était aspiré. L'ensemble des surfaces était ensuite balayé et soufflé et une nouvelle aspiration pouvait être réalisée. Enfin, un dernier soufflage, à l'air sec pour ne pas provoquer de corrosion de l'acier mis à nu, était nécessaire avant la mise en peinture.

La mise en peinture a été réalisée depuis le haut, de manière à ne pas risquer de déposer des particules, souvent présentes dans les éléments d'échafaudage, sur les surfaces fraîchement traitées.

L'application de la peinture a suivi un protocole spécifique. Les conditions climatiques étaient déterminantes. Suivant les tolérances de la peinture appliquée, l'hygrométrie devait être inférieure à 85 % d'humidité relative, la température ambiante comprise entre 3 et 35 °C et la température du subjectile à une température au minimum supérieure de 3 °C par rapport au point de rosée. Ces conditions pouvaient être respectées naturellement ou au moyen d'assécheurs d'air et de systèmes de chauffages de l'enceinte confinée.

Des prétouches ont été réalisées à la brosse au niveau des angles et des rivets préalablement à l'application à l'air-

less des trois couches de peinture du système C4AMV afin de garantir les épaisseurs minimales exigées en tout point de la structure (figure 15).

Les travaux ont été réalisés sur une période totale de 8 mois avec une coupure de la ligne de 6 mois et une mise à disposition du tablier pour l'entreprise de 4,5 mois. La ligne a été restituée dans les délais et les circulations commerciales ont repris le 16 décembre 2013, sur un ouvrage remis « à neuf » (figure 16).

4.3. Les principales quantités

Dans le cadre des travaux de régénération du viaduc du Rouzat, il a été nécessaire de mettre en œuvre une surface de confinement de 6300 m², venant recouvrir environ 130 t d'échafaudages dont 13 tonnes par échafaudage roulant.

La surface découpée à l'issue du chantier a été de 10 200 m² générant ainsi un poids des déchets de 1 200 tonnes. Près de 1 500 litres de volume de peinture ont été mis en œuvre pour la réalisation des 3 couches du complexe anticorrosion.

En définitive, ce sont près de 9 000 heures travaillées par l'entreprise en travail en deux postes avec 24 opérateurs, 2 personnes d'encadrement et jusqu'à 8 sableurs en simultané.

4.4. Les intervenants du projet

La maîtrise d'œuvre générale de l'opération a été assurée par le groupe SETEC (SETEC FERROVIAIRE, SETEC TPI et DIADES) pour le compte de RFF (Réseau Ferré de France) en tant que Maître d'Ouvrage. Ce dernier était représenté par la SCET (Société Centrale pour l'Équipement du Territoire), ALGOE, EGIS et la SeAu (Société d'équipement de l'Auvergne).

Le diagnostic et la maîtrise d'œuvre des viaducs ont été réalisés par DIADES en tant que Maître d'œuvre de spécialité. La société IPRS a apporté une assistance ponctuelle au maître d'œuvre pour certaines particularités relatives à la protection anticorrosion.

Enfin, l'entreprise LASSARAT été mandataire de ce marché. Elle était assistée d'ENTREPOSE pour les échafaudages, ADS pour les travaux sur la charpente métallique, IOA en tant que bureau d'études d'exécution et SEMI pour les méthodes.



Figure 15 : Mise en œuvre du primaire.



Figure 16 : Dépose des derniers échafaudages et repose de la voie.

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DE STRUCTURES EN BÉTON : LE CAS DES PONTS DE SAVINES ET DE CHEVIRÉ

DELAYED DEFORMATIONS OF CONCRETE STRUCTURES: THE SAVINES BRIDGE AND THE CHEVIRÉ BRIDGE

J.-P. SELLIN¹, J.-F. BARTHÉLÉMY¹, G. BONDONET¹, B. CAUVIN¹, J.-M. TORRENTI²

¹ Cerema/DTeclTM, Sourdun, France

² Université Paris-Est IFSTTAR Université, Marne-La-Vallée, France

1. PROBLÉMATIQUE

Depuis la découverte du phénomène par Hyatt en 1907 (USA) et par Freyssinet en 1911 sur le pont du Veudre (France), il est connu que le béton subit des déformations différées au cours du temps.

De nombreuses études et recherches s'accordent à décomposer les déformations différées du béton en deux phénomènes : le retrait (en l'absence de chargement extérieur) et le fluage (dépendant de l'état de contrainte). Le premier résulte des effets de la dépression capillaire due à l'hydratation des hydrates (retrait endogène) et au séchage de la pâte (retrait de séchage ou de dessiccation) (*Pons et Torrenti, 2008*). Le second est partiellement expliqué par les déformations différées qui ont lieu à l'échelle des hydrates (fluage propre) et

par le fluage de dessiccation dû au séchage (*Acker P., 2001*).

Les déformations différées de l'acier sont, quant à elles, la représentation de phénomènes de propagation de défauts du réseau cristallin (dislocations) ou de glissements de joints de grain sous l'effet du chargement extérieur.

Bien que l'origine et l'évolution de ces phénomènes reste discutées, les conséquences sur les ouvrages sont bien connues. Elles sont bien souvent caractérisées par des déformations excessives à mi-travée et affectent par conséquent les États Limites de Service. Les figures ci-dessous illustrent les conséquences de ces déformations en termes d'esthétique et de sécurité. Dans un cas, les déformations à mi-travée affectent la planéité de la route (figure 1) et dans le second cas l'état des éléments de sécurité comme les gardes corps (figure 2).

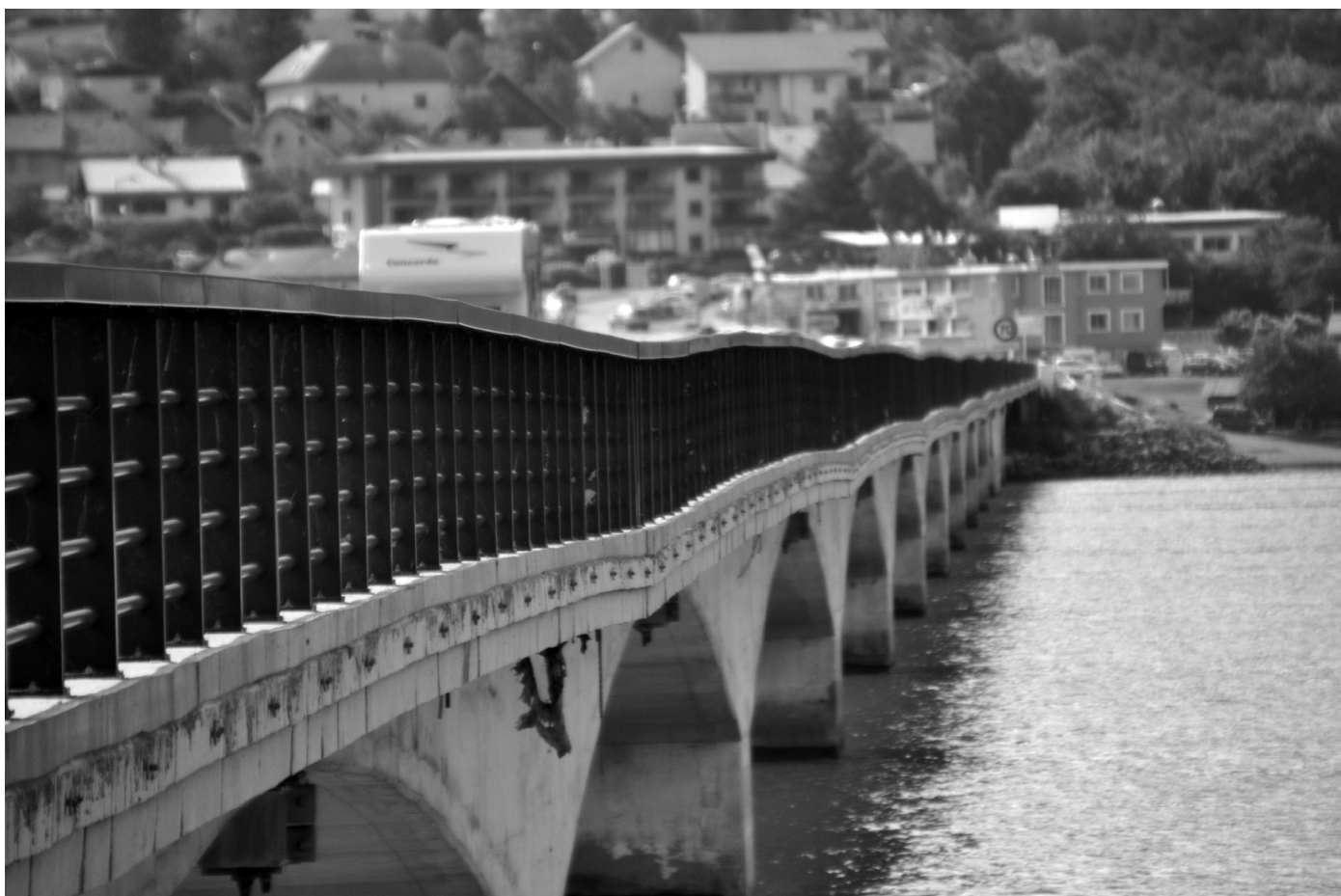


Figure 1 : Vue actuelle du pont de Savines. © J-M. Torrenti



Figure 2 : Passerelle à Lille (Dumas, 1959).

Lorsque la structure est hyperstatique ou précontrainte, les déformations différées peuvent engendrer des redistributions d'efforts.

2. RETOUR SUR L'ÉTUDE DU PONT DE SAVINES

Construit à la fin des années 50, le pont de Savines fait partie de la première génération de ponts précontraints par post-tension et construits par encorbellements successifs. Il est composé de 11 travées courantes de longueur 77 m et composées de 22 voussoirs (voir figure 1), et de deux travées de rive. A mi-travée, les fléaux sont assemblés grâce à un système d'articulation rendant libres les déplacements horizontaux et les rotations. De ce fait, seuls les efforts de cisaillement sont transmis d'un fléau à l'autre. Par ailleurs, compte tenu de la symétrie et la périodicité des travées, l'ouvrage peut être vu, en première appréciation, comme une structure isostatique.

Afin d'estimer la qualité des prédictions des normes actuelles, la variation de flèche au cours du temps est comparée aux mesures topographiques grâce à des calculs numériques utilisant un modèle de poutres (logiciel St1 / Cerema: <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/logiciels-r319.html>).

Cette analyse permet de mettre en évidence la faiblesse des lois actuelles pour modéliser le comportement différé de l'ouvrage. La **figure 3** représente l'évolution des flèches calculées avec l'EN1992-1-1 (NF EN1992-1-1:2004) et avec l'EN1992-2 (NF EN1992-2:2006) en comparaison avec le traitement des mesures in-situ de flèche.

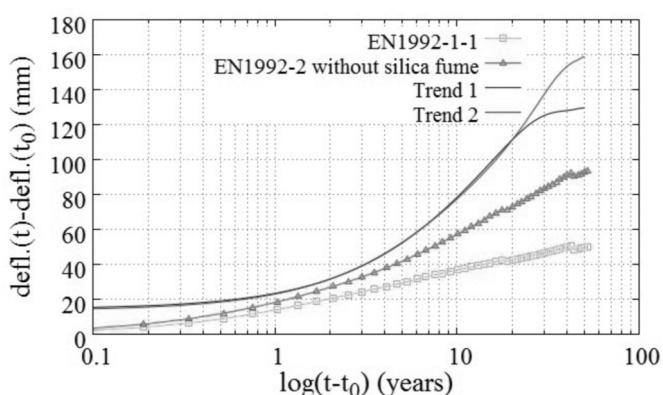


Figure 3 : Comparaison entre les mesures in-situ et les flèches obtenues par simulations.

NB : Compte tenu de la perte de l'origine des mesures en deux dates, deux tendances ont été imaginées : une continuant à croître après 50 ans et une seconde plutôt stagnante. Cela reflète l'importance et la problématique de continuité des mesures lors du suivi des ouvrages.

Les divergences de flèche observées peuvent être dues à un choix de modèle non approprié, des caractéristiques ou encore des lois de vieillissement des matériaux méconnues voire inconnues. De plus, compte tenu de la perte de

mesure lors de certaines périodes, il demeure difficile de prévoir le comportement de l'ouvrage dans le futur. C'est pourquoi, afin de prédire l'évolution de la flèche, il est proposé d'atteindre les déformations relevées in-situ en manipulant certaines données d'entrée (par l'intermédiaire de coefficients pondérateurs). Cette démarche permet de mettre en évidence les paramètres ayant une influence majeure sur les déformations. Ainsi, ceux qui se sont avérés importants et/ou méconnus (Sellin *et al.*, 2014) sont : la relaxation des aciers atteignant des valeurs probables de 10-12 % à 1000 heures et la densité du béton. Les coefficients pondérant l'évolution du fluage propre k_{bc} et du fluage endogène k_{dc} ainsi qu'un paramètre k_{kc} (permettant de jouer sur la cinétique de la fonction de complaisance) sont également optimisés. Ce traitement repose sur la méthode des moindres carrés (les résultats sont résumés dans le Tableau 1).

	Contraintes	Valeur optimisée	
		Trend 1	Trend 2
k_{bc}	$0,4 < k_{bc} < 1,6$	1,5	1,6
k_{dc}	$0,4 < k_{dc} < 1,6$	1,5	1,6
k_{kc}	$0,1 < k_{kc} < 7,5$	1,4	1,4
ρ_{1000}	$9 \% < \rho_{1000} < 12 \%$	11,8	12
γ_c	$25 \text{ kN/m}^3 < \gamma_c < 27 \text{ kN/m}^3$	26,7	27

Tableau 1 : Résultats d'optimisation pour l'EN1992-2.

Bien que ce procédé permette d'atteindre le niveau de déformation de la travée étudiée (figure 4), l'analyse de l'évolution de la flèche amène de nouvelles interrogations. En effet, outre des coefficients optimisés relativement importants (voir Tableau 1), il est évident au regard de la figure 4 qu'aucune stagnation de la flèche n'est visible et ce, bien que les lois de fluage ou de retrait présentent un caractère asymptotique.

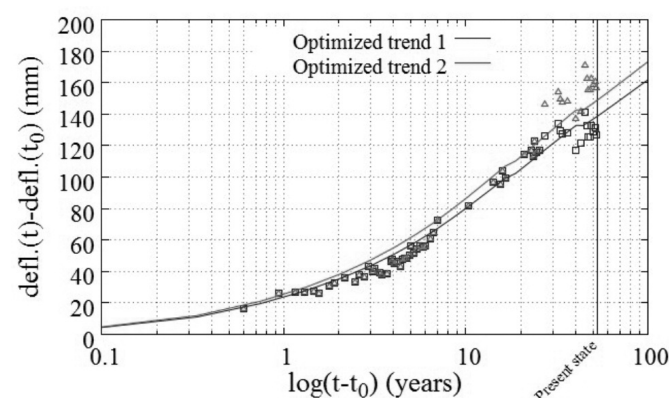


Figure 4 : Prédictions de la flèche obtenue après optimisation pour les 50 prochaines années.

Il apparaît que l'évolution croissante est liée à l'interaction des aciers de précontrainte et du béton. En effet, bien que le béton présente un comportement asymptotique en temps (eq. B7 de NF EN1992-1-1:2004 et B118 de NF EN1992-2:2006), l'acier évolue selon une loi puissance (eq. 3.28 de

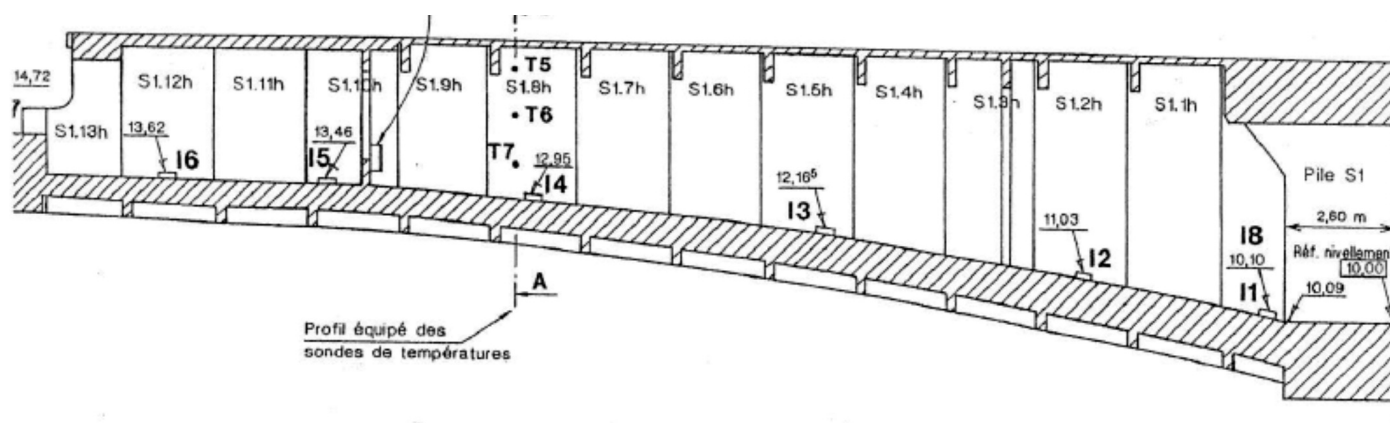


Figure 6 : Schémas d'implantation des capteurs (DIR Ouest et LRPC d'Angers, 2014).

Pour le traitement des données, il convient de dé-corréler les variations d'inclinaison des effets thermiques. De plus, compte tenu du changement de méthode pour le suivi de l'ouvrage en 2001 (passage de mesures topographique à un suivi continu de l'inclinaison) et en 2009 (pour le remplacement de certains capteurs), il convient de recalculer manuellement les mesures. L'évolution de la flèche après traitement des données est représentée sur la figure 7. L'instant initial t_0 correspond à la date du 30 avril 1991 où, pour faciliter la comparaison avec les mesures in-situ, la flèche est initialisée.

NB: Suite au changement de certains capteurs en 2009, il a été observé des problèmes de transmission par la centrale d'acquisition. Les résultats présentés sur la figure 7 ne sont pas définitif et demandent à être révisés par une seconde méthode de traitement. Malgré tout, il est possible d'estimer qu'en 2013-2014, la flèche en bout de fléau est de l'ordre de 25 à 30 cm ; ce qui représente une déformation relativement importante 23 ans après la mise en service de l'ouvrage.

Une précédente étude réalisée (F. Imberty du Sétra et J-L. Clement du LCPC) a permis d'établir un modèle PCP (logiciel PCP / Cerema: <http://www.infra-transport-matériaux.cerema.fr/logiciels-r319.html>) prenant en compte l'historique de construction exact de cette partie du pont. Cela a permis de rendre compte d'une construction plus tardive que prévue du fléau et une pose des superstructures

plus progressive. Par ailleurs, les fortes alternances des contraintes au cours de la construction, par exemple avant et après le levage de la travée métallique, accroissent les effets de fluage et de fait, de retour de fluage. Ce phénomène, moins connu que le "fluage direct", peut s'avérer significatif.

Mesures des propriétés du béton et adaptation des lois

Au début des années 2000, des mesures en laboratoire ont été entreprises (IFSTTAR, 2004) afin d'estimer le comportement différé du béton de manière précise. De nombreuses carottes ont été prélevées en différents lieux du pont (principalement en voussoirs sur pile). Ces mesures qui ont duré presque trois années ont permis d'évaluer et de comparer l'évolution des fonctions de complaisance à celles obtenues théoriquement par l'utilisation du BPEL ou de l'Eurocode EN1992-1-1. Ces mesures sous conditions favorables de température et d'hygrométrie ont abouti aux conclusions suivantes :

- Sur la durée des essais sur carottes (environ 2 ans), afin de représenter correctement les mesures observées, la fonction de complaisance du fluage du béton au sens de l'EN1992-1-1 doit être pondérée par des coefficients variant de 1,2 à 1,7 selon les voussoirs.

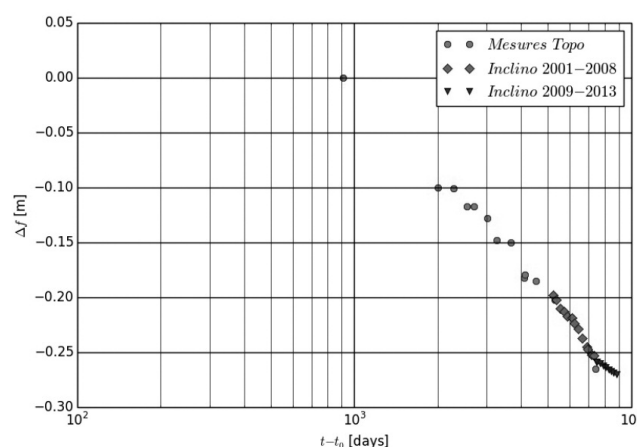
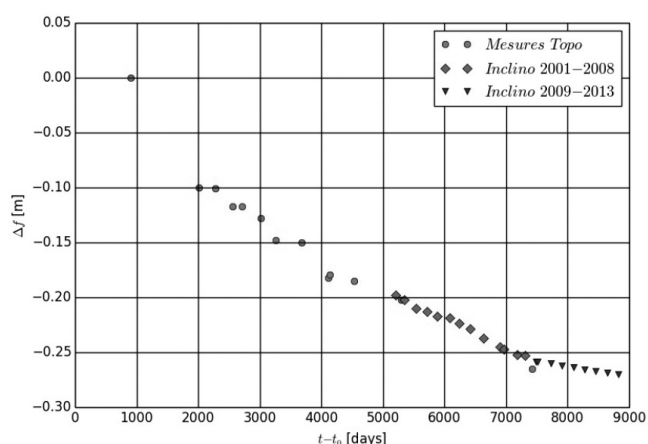


Figure 7 : Mesures de flèche.

Quant aux mesures des modules d'Young des éprouvettes, elles ont permis d'établir :

- Une forte disparité entre les modules d'élasticité en différents lieux de la structure ;
- Un module moyen d'environ 26,5 GPa, ce qui est assez faible ;

Par ailleurs, le béton s'avère être très poreux (16 % de perméabilité à l'eau en moyenne) ; ce qui concourt à la sensibilité du béton aux phénomènes de dessiccation. Il sera par la suite intéressant de pondérer ces effets grâce aux coefficients pondérateurs des lois de retrait. Pour la suite des calculs selon les règlements en vigueur, les hypothèses suivantes sont utilisées :

- Béton
 - Un module d'Young moyen de 26 GPa ;
 - Un ciment à prise rapide de type R ;
 - Un poids volumique 25 kN/m³.
- Acier (pour des câbles de type 19T15 et 27T15)
 - Relaxation des aciers à 1000 heures de 2,5 % ;
 - Module d'Young de 190000 MPa ;
 - Une tension initiale de précontrainte de 1400 MPa ($0,8x_{f_{prg}}$) ;
 - Section de 0,00285 m² ;
 - Coefficients de frottement courbe de 0,0035°⁻¹ et de déviation parasite de 0,003 m⁻¹.
- Conditions de site
 - Non prise en compte des effets thermiques ;
 - Humidité relative moyenne du site de 81 %.

Prédiction des flèches selon les lois de dimensionnement

Les capacités prédictives du BPEL et de l'EN1992-1-1 (NF EN1992-1-1:2004) ont été comparées en partant des lois brutes du BPEL et des Eurocodes puis en les ajustant grâce aux mesures sur les carottes prélevées (IFSTTAR, 2004) et au béton reconstitué. Quatre modèles sont testés :

1. BPEL avec $E_{cm} = 36$ GPa. Il s'agit du modèle original ;
2. L'EN1992-1-1 avec un module réduit $E_{cm} = 26$ GPa ;
3. L'EN1992-1-1 modifié avec $E_{cm} = 26$ GPa et la fonction de complaisance du béton pondérée par un facteur $K_f = 1,70$ (pour le fluage propre) venant des essais en laboratoire des carottes ;
4. L'EN1992-1-1 modifié avec $E_{cm} = 26$ GPa et l'exposant de cinétique $k_{cf} = 0,53$ optimisé grâce aux mesures sur un béton reconstitué et un coefficient pondérateur de la fonction de fluage $K_f = 1,84$. Ainsi l'équation B7 de l'EN1992-1-1 devient :

$$\varepsilon_{fp} = K_f \cdot \varphi_0 \cdot \beta_c(j, j_0) \cdot \frac{\sigma_c(j_0)}{E_c}$$

où σ_c représente la contrainte appliquée, E_c le module d'Young instantané et :

$$\beta_c(j, j_0) = \left(\frac{j - j_0}{j - j_0 + \beta_{RH}} \right)^{k_{cf}}$$

Les essais sur le béton reconstitué ont également permis d'adapter la loi de retrait de dessiccation (EN1992-1-1) en

remplaçant le paramètre k_{ir} (par défaut égal à 0,04) par 0,094 dans l'équation :

$$\beta_{dc}(j - j_0) = \frac{j - j_0}{j - j_0 + k_{ir} \cdot \sqrt{h^3}}$$

où h représente le rayon moyen tel que $h = \frac{2A_c}{P}$ (A_c et P

représentant respectivement l'aire et le périmètre de la section). j et j_0 correspondent respectivement à la date actuelle et à la date de bétonnage.

Afin de vérifier la capacité prédictive des normes, ces modèles sont comparés aux mesures in-situ. Les premières simulations entreprises aboutissent au graphique suivant (figure 8) :

Sur ce laps de temps, non seulement les normes ne permettent pas d'atteindre le niveau de déformation actuel mais elles ne permettent pas non plus de représenter correctement la cinétique de déformation ; et ce, bien que les lois aient été adaptées au moyen des essais en laboratoire. C'est pourquoi, afin d'atteindre le niveau de déformation actuel et pour prévoir l'évolution de la flèche pour les prochaines décennies, les coefficients pondérateurs des lois de fluage et de retrait ainsi que la cinétique sont optimisés par un algorithme basé sur la méthode des moindres carrés en minimisant, au cours du temps, la différence entre mesures in-situ et flèche calculée. Pour cela, il convient d'utiliser les essais du LCPC qui ont permis d'estimer la variabilité de certains phénomènes et notamment du retrait de dessiccation qui semble relativement important compte tenu de la forte porosité du béton.

Afin de retrouver l'état de déformation actuel, les coefficients de fluage et de retrait ainsi que le module d'Young du béton (très variable) sont manipulés afin de tendre vers la flèche actuelle.

Il semble que le retrait de dessiccation ait une importance relativement forte compte tenu de la porosité. De plus, contrairement à l'EN1992-2, l'EN1992-1-1 ne permet pas la différenciation entre fluage propre et fluage de dessiccation. C'est pourquoi, le coefficient pondérateur k_f est volontairement accru. En outre, les lois adaptées suite aux essais expérimentaux peuvent nécessiter un recalage plus ou moins léger des coefficients de cinétique. Les hypothèses et les intervalles de variation sont résumés dans le tableau 2. Les valeurs réalisant l'optimum de la fonction objectif sont :

- Humidité relative: $Hg = 79,8$ % ;
 - Module d'Young moyen à 28 jours: $E_{cm} = 29,5$ GPa ;
 - Coefficient pondérateur du retrait endogène: $k_{re} = 1,6$;
 - Coefficient pondérateur du retrait de dessiccation : $k_{rd} = 3,5$;
 - Coefficient d'adaptation cinétique du retrait de dessiccation: $k_{ir} = 4,0$;
 - Coefficient pondérateur du retrait du fluage: $k_f = 1,9$;
 - Coefficient d'adaptation cinétique du fluage: $k_{cf} = 1,1$;
- L'allure de l'évolution de la flèche, après adaptation des lois est représentée sur la figure 9 :

Par la suite, l'évolution des contraintes longitudinales sera regardée dans le fléau ainsi qu'au niveau du voussoir sur la pile S1 (où les contraintes normales peuvent s'avérer préjudiciables).

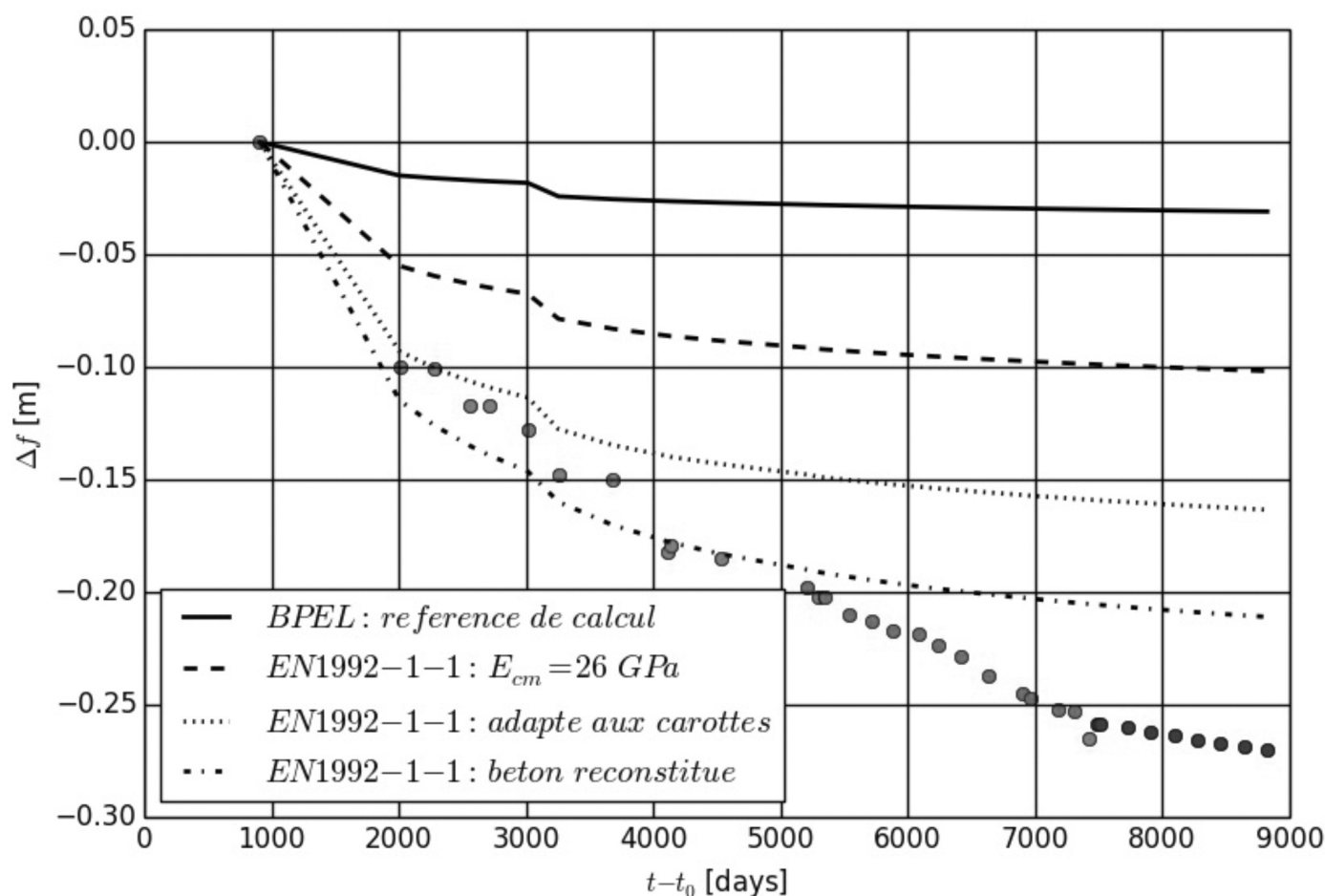


Figure 8 : Comparaisons des flèches obtenues pour différents codes aux mesures in-situ.

Paramètres	Intervalle de variation	Commentaires
Humidité relative du site H_g	$78 \% \leq H_g \leq 84 \%$	81% en moyenne sur une année
Module d'Young moyen	$22 \text{ GPa} \leq E_{cm} \leq 30 \text{ GPa}$	Module très variable
Retrait endogène	$0,8 \leq k_{re} \leq 1,8$	Supposé arrêté au moment des mesures
Retrait de dessiccation	$2,5 \leq k_{rd} \leq 3,5$	Pouvant être fort compte tenu de la porosité
Coefficient de cinétique retrait	$0,032 \leq k_{ir} \leq 0,16$	
Fluage propre	$1,1 \leq k_f \leq 2,5$	
Exposant de cinétique sur la fonction fluage	$0,2 \leq k_{cf} \leq 1,5$	

Tableau 2 : Choix des paramètres d'optimisation.

Ce travail a montré que les capacités prédictives des lois de comportement du béton et de l'acier de précontrainte actuellement proposées par les Eurocodes peuvent être mises en question au moins sur les deux exemples présentés. Toutefois, les Eurocodes autorisent l'ajustement des lois au moyen de coefficients pondérateurs. L'optimisation de ceux-ci a permis dans les deux cas de retrouver les flèches mesurées. Cependant, la signification physique de ces coefficients reste discutable. De même, le calage des coefficients sur des données laboratoire à partir de carottes ou de béton reconstitué a également permis de retrouver les

flèches sur un intervalle de temps limité. De fait, il paraît difficile de garantir une prédiction fiable de l'évolution de la flèche sur un intervalle de temps trop long après les dernières mesures.

Les quelques ponts souffrant de ce type de désordres sont une source d'information précieuse pour la validation des lois ou pour leur adaptation. Cela souligne l'attention particulière à apporter aux méthodes de mesures, à leur fiabilité et à leur nécessaire continuité au cours du temps. Ce travail s'appuyant sur un ajustement purement numérique des lois de comportement des matériaux met en évidence

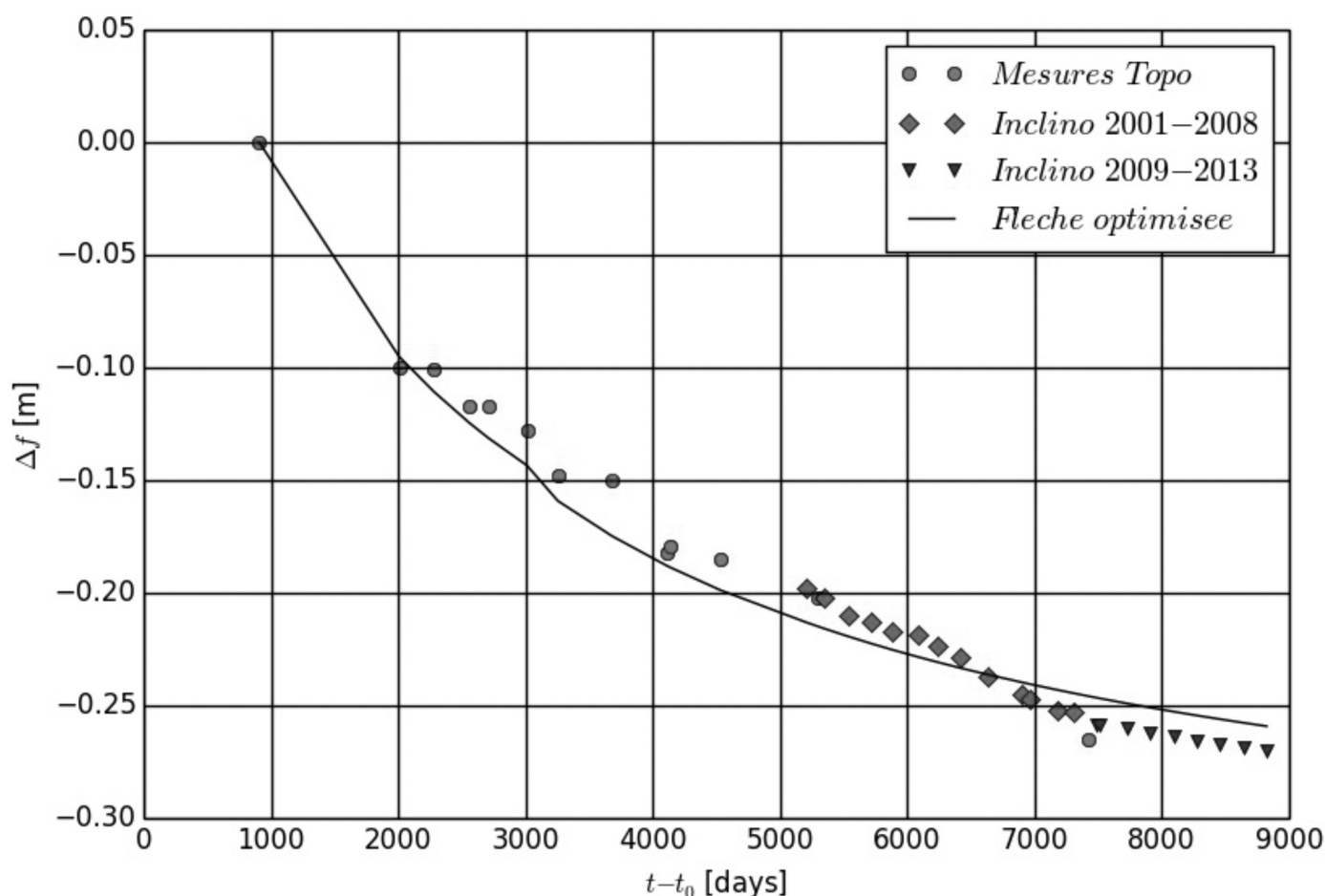


Figure 9 : Allure de la flèche au cours du temps avec des paramètres matériaux optimisés.

la nécessité de poursuivre les travaux de recherche permettant de faire évoluer les lois de comportement (le fluage propre par exemple) vers des lois plus en relation avec les phénomènes physiques.

REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent remercier Florent Imberty pour l'élaboration des modèles PCP ainsi que Jean-Luc Clement de l'IFSTTAR (anciennement LCPC) grâce à qui les lois matériaux de type Eurocode ont pu être adaptées suite aux essais expérimentaux. Les auteurs souhaitent également remercier l'équipe du logiciel PCP de la DTecITM (anciennement Sétra) qui a programmé ces lois spécialement dédiées au pont de Cheviré et Jean-Marc Tarrieu pour son expertise du pont et pour ses nombreux conseils. Nous remercions pareillement le Laboratoire d'Angers (DTEROuest) pour nous avoir transmis les données brutes des mesures d'inclinaison et permettant ainsi un traitement relativement précis des données.

RÉFÉRENCES

Acker P. (2001) Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms, Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials,

Proceedings of ConCreep-6 MIT, Elsevier, London, pp 15-25.

Bažant, Z. P., Hubler, M., & Yu, Q. (2011) Excessive creep deflections: An awakening. Concrete international, n°33(8), pp 44-46.

Dumas F. (1959) Résistance et Sécurité du béton précontraint Revue Travaux décembre 1959.

Cerema/DtecITM : auparavant Sétra, St1 et PCP Logiciel de Calcul de Structure, Division Calcul de Structures et Logiciels: <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/logiciels-r319.html>.

fib Bulletin 65 (2012) Model code 2010, final draft, fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.

NF EN1992-1-1:2004 Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

NF EN1992-2:2006 Calculs des structures en béton, Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives.

Pons G., Torrenti J.M. (2008) Le retrait et le fluage, La durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement, Ollivier J.P., Vichot A., Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, pp 167-216.

IFSTTAR (2004) Rapport d'analyse des résultats de fluage, Rapport d'étude confidentiel.

Imberty F. (2007), Effets thermiques lors de la pose de revêtements sur dalles orthotropes, Bulletin Ouvrages d'Art n° 54, mars 2007, France.

Sellin J-P., Barthélémy J-F., Torrenti J-M., G. Bondonet (2014), Delayed deformations of segmental prestressed concrete bridges: the case of the Savines Bridge, 1st International Conference on Ageing of Materials & Structures, pp. 266-273.

Architecture et paysage

UN NOUVEL OUVRAGE PATRIMONIAL EN BFUP, DISTINCTION DE L'ÉQUERRE D'ARGENT 2014 : LE MÉMORIAL INTERNATIONAL DE NOTRE-DAME-DE-LORETTE

A NEW HERITAGE PLACE ERECTED IN UHPFRC: THE INTERNATIONAL MEMORIAL OF WW I IN NOTRE DAME DE LORETTE, FRANCE

Philippe PROST¹, Stéphane DANDOY², Jérôme FREZIN²

¹ Agence d'Architecte Philippe PROST

² EIFFAGE Génie Civil

1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Pour commémorer le centenaire de la Première Guerre Mondiale, un Mémorial International vient d'être construit près d'Arras sur le plateau de Notre-Dame-de-Lorette, qui abrite la plus grande Nécropole Nationale. Ce monument

rend hommage à la fois aux vaincus et aux vainqueurs. C'est l'un des plus grands mémoriaux au monde, puisqu'il réunit 579 606 noms de soldats tombés sur le sol de la Région Nord – Pas de Calais, présentés par ordre alphabétique, sans distinction de nationalités, amis et ennemis d'hier mélangés (photos 1 et 2).



Photo 1 : Vue aérienne du Mémorial © Agence Prost.



Photo 2 : Détail de la typographie « Lorette », conçue par P. di Scullio © Agence Prost.



Photo 3 : Vue de la zone précontrainte en porte-à-faux
© Agence Prost.

Ce mémorial international, construit sous la maîtrise d'ouvrage de la Région Nord – Pas de Calais, voit le jour en 2014 pour le Centenaire de la Grande Guerre. Il a été inauguré par François Hollande, Président de la République le 11 Novembre 2014.

En désignant le lauréat du concours en avril 2012, le Jury a salué un monument magnifique, à la fois respectueux et puissant. Le mémorial de Notre-Dame-de-Lorette constituera un point central de la mémoire collective, française et internationale, sur le territoire du Nord-Pas de Calais.

La structure en forme d'ellipse est composée d'un anneau d'un périmètre de 328 m. Elle se soulève en porte-à-faux sur près de 60 m (photo 3). L'Architecte expliquait ainsi son projet lors de la présentation à la presse le 22 Juin 2012 :

« (...) Pour réunir les ennemis d'hier, rassembler les 600 000 noms de combattants morts sur les champs de bataille du Nord-Pas-de-Calais, nous avons choisi l'anneau comme figure, en pensant à la ronde que forment ceux qui se tiennent par la main. Anneau synonyme à la fois d'unité et d'éternité : unité car les noms forment alors une sorte de chaîne humaine, éternité puisque les lettres s'enchaînent sans fin, l'ordre alphabétique prévalant sur toute distinction de nationalité, de grade, de religion.

(...) Ancré dans le sol sur les deux-tiers de son périmètre, l'anneau s'en détache lorsque la déclivité du terrain s'accroît. Son porte-à-faux est là pour rappeler que la paix demeure toujours fragile. »

Le jardin central reprendra les couleurs du « Chemin de Mémoire », chaque fleur représentant une des puissances belligérantes : les coquelicots rouges pour les anglophones, les myosotis blancs pour l'Allemagne, et les bleuets pour la France.

L'ouvrage a été distingué par le Jury de l'Equerre d'Argent le 17 novembre 2014, dans la catégorie « Culture, jeunesse et sport ». Il a été également nommé pour le « European Prize for Contemporary Architecture – Mies Van der Rohe Award 2015 ».

En plus de son aspect mémoriel, cet ouvrage est aussi une prouesse technique : c'est l'un des tous premiers ouvrages justifié suivant les Recommandations BFUP AFGC révisées en juin 2013 ; sa partie précontrainte est réalisée en voussoirs préfabriqués à joints conjugués ; sa géométrie très particulière, avec des rayons en plan de 101 m et de 27.5 mètres seulement pour des portées de 28, 56 et 37 mètres, conduit à des fortes sollicitations de flexion – torsion peu intuitives. L'entrée du mémorial a également amené à des recherches sur l'emploi de bétons colorés. Le matériau principal, qui permet au constructeur d'atteindre l'élégance souhaitée par l'Architecte, est un Béton Fibré à Ultra-Haute Performance : le BSI®.

2. UN MATÉRIAU À L'ÉPREUVE DU TEMPS : LE BSI®

2.1. Le BSI® : Le BFUP du Groupe EIFFAGE

Le Béton Fibré à Ultra-Haute Performance utilisé pour la réalisation des voussoirs préfabriqués de l'ouvrage, des dalles de sol et des éléments de couverture est le BSI® (Béton Spécial Industriel).

Le BSI® est régi par un brevet Eiffage déposé en 1998. Il est formulé à partir d'un mélange préparé dit « prémix », d'eau, de superplastifiant et de fibres métalliques ou synthétiques suivant les utilisations.

Eiffage Génie Civil assure l'intégralité du suivi de la chaîne de production du BSI®, à savoir :

- l'achat des matières premières,
- le suivi de l'usine de façonnage du prémix,
- les prélèvements conservatoires,
- le contrôle des matières premières et du produit manufacturé,
- le mode de malaxage,
- la mise en œuvre,
- le suivi de production,
- le mode de stockage.

Il n'est pas nécessaire de procéder à un traitement thermique ou à un étuvage pour obtenir l'ensemble des propriétés, en particulier la résistance mécanique.

Le BSI® est un matériau étanche, à matrice compacte, insensible aux cycles de gel/dégel.

Pourvu d'une grande dureté liée à la présence de granulats sélectionnés et au système de fibrage, le BSI® possède un excellent comportement vis-à-vis des chocs et de l'abrasion.

Il résiste également très bien aux différents agents chimiques, même en milieu acide.

L'adjonction de fibres, métalliques ou polypropylène suivant le cas, confère au BSI® une résistance en traction. Cette propriété permet d'éviter le plus souvent la présence d'armatures passives, et donc d'optimiser fortement les épaisseurs de matériaux : les épaisseurs des pièces du Mémorial International sont de 2 cm seulement pour les dalles de sol, de 4 cm pour les voussoirs simples.

2.2. Planning de fabrication

Un des avantages du BSI® est sa capacité à monter très rapidement en résistance **sans traitement thermique**. La valeur moyenne de résistance à la compression étant comprise entre 60 et 80 MPa après 18 heures, il est possible de décoffrer tout type de pièces, même les plus fines, dès le lendemain d'un coulage. Les fabrications sont donc organisées sur le principe d'une pièce par moule et par jour. L'usine est équipée de sorte que la production soit possible tous les jours, à toute époque de l'année, sans contraintes d'intempéries.

De plus, l'aire de stockage des éléments fabriqués est suffisamment grande pour produire à l'avance et gérer un stock en vue de livraisons « à la demande » du chantier selon son rythme de pose.

Chaque élément est répertorié et marqué avec un numéro propre et issu du calepinage méthode. Cela engage la livraison, la mise en place sur le chantier et la traçabilité des pièces pour le suivi qualité.

Les moules sont tous spécifiques, et de haute technicité, en métal, polyuréthane, et/ou bois. Leur réalisation est confiée à des professionnels spécialistes, et sensibilisés à la destination de leur confection.

La durée moyenne de réalisation des coffrages est d'environ 6 à 8 semaines à partir des plans définitifs des coffrages des pièces.

Dans le cadre du Mémorial International, la production journalière comprenait :

- 1 voussoir simple de rayon 27.54 m,
- 1 voussoir simple de rayon 101.08 m,
- 1 voussoir renforcé de rayon 27.54 m,
- 1 voussoir renforcé de rayon 101.08 m,
- 3 casquettes,
- 9 dalles de sol,
- 1 support de galerie renforcé.

La production des éléments les plus nombreux, mais plus simples à réaliser, a duré environ 4 mois. Les voussoirs renforcés ont été fabriqués en 7 semaines.

3. PARTICULARITÉS DE FABRICATION DES PIÈCES EN BSI®

La coupe transversale de l'ouvrage ci-jointe, dans la partie renforcée, permet d'identifier les différentes pièces constituant le Mémorial (figure 1).

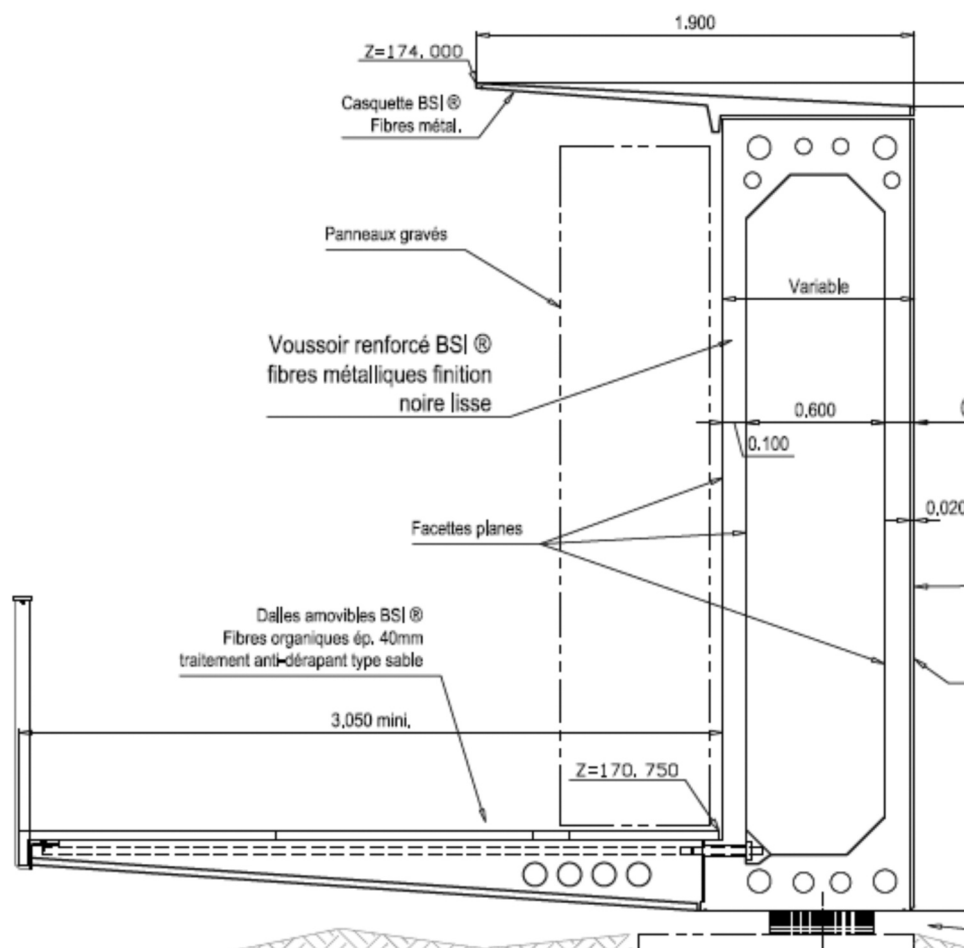


Figure 1 : Vue en coupe des voussoirs renforcés en zone précontrainte

3.1. Casquettes

Deux cent cinquante-six consoles, de dimensions 1.90 m de long x 1.30 m de large, sont vues toutes faces. Il est donc nécessaire de les couler « à chant » pour que le talochage ne se fasse que sur une tranche (figures 2 et 3).

La difficulté est concentrée dans la mise en œuvre du BSI® qui doit être le plus fluide possible, sans atteindre la ségrégation, afin de remplir le plus efficacement possible un moule d'épaisseur de 2 à 10 cm seulement sur une hauteur de 1.25 m. Malgré les précautions prises au regard de la finesse extrême des pièces, des zones de bullage sont apparues.

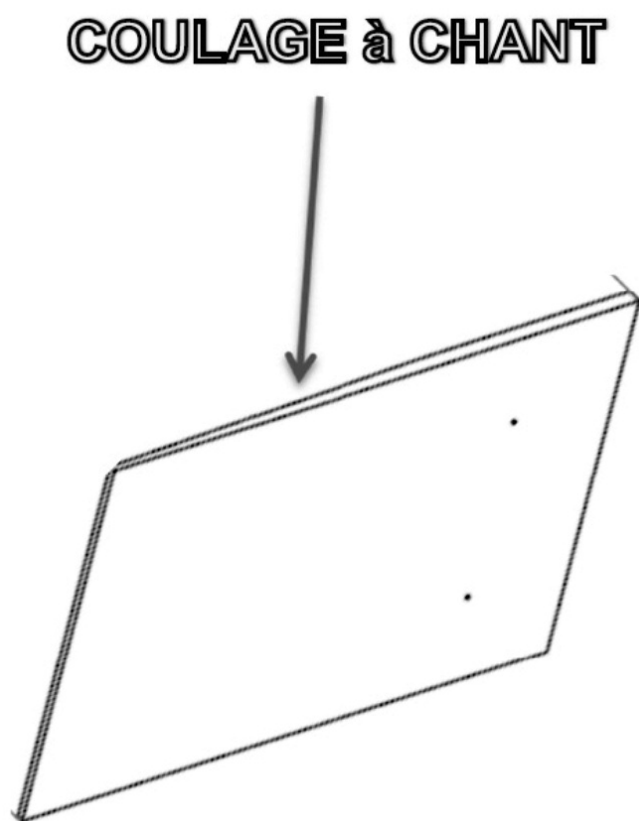


Figure 2 : Vue perspective de la face de coulage.

3.2. Dalles de sol

Sept cent soixante-huit unités de dimensions 1.10 * 1.25 m² * 4 cm d'épaisseur, constituent le chemin de circulation en forme d'ellipse.

Une finition matricée type « sablé » est définie par l'architecte sur les faces vues et circulées pour compléter la qualité antidérapante naturelle du BSI®.

Contrairement à un béton classique, les BFUP ne peuvent être grenailés ou sablés après décoffrage. Cela ferait ressortir et arracherait partiellement les fibres.

Par conséquent, les dalles sont coulées à l'envers, avec la face circulée réalisée par un coffrage matricé. Cela permet également d'y inclure l'empreinte podotactile des dalles de rive (figures 3, 4 et photo 4).

Les faces talochées ne sont pas vues.

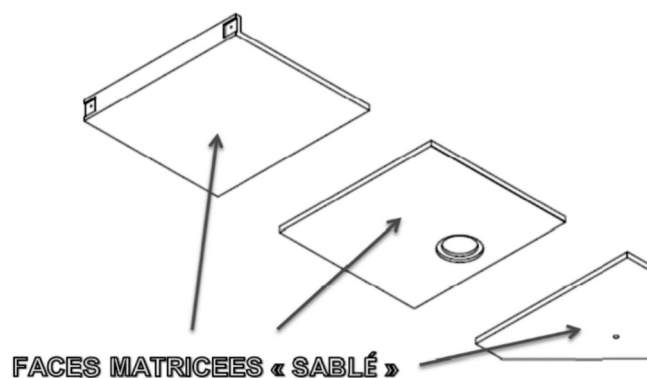


Figure 3 : Vue perspective des dalles de sol.

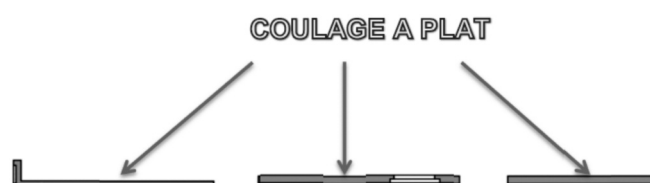


Figure 4 : Identification des faces de coulage.



Photo 4 : Bétonnage des dalles de sol en BSI® © H. Abaddie.

3.3. Voussoirs simples

Soixante-treize voussoirs simples composent les deux-tiers de l'Anneau de la Mémoire. D'une hauteur de 3.20 m et d'une largeur de 2.50 m, ils sont raidis par une paroi intérieure, de profondeur 0.80 m. L'épaisseur de ces éléments n'est que de 4 cm, alors que certains assurent une fonction de soutènement d'une hauteur de 2 m environ.

Seule la face extérieure de l'anneau est vue, cette face doit donc être coffrée, à plat pour un rendu parfait.

Pour être bien sûr de pouvoir remplir le « fond » du voussoir, la partie cintrée (à chacun des rayons) est coulée en premier en fond de moule, puis des contre-moules en caisson sont installés pour couler les parois (figures 5 et 6). Ces caissons sont munis d'un principe de clef de décoffrage à l'intérieur (photo 5).

D'un poids de 2.8 tonnes, les voussoirs simples sont démoulés grâce à un système traversant le voile central, à une résistance du béton suffisante sans être trop élevée, car trop de maturation induit des microfissures de retrait empêché dans les angles, et le blocage des caissons coffrants.

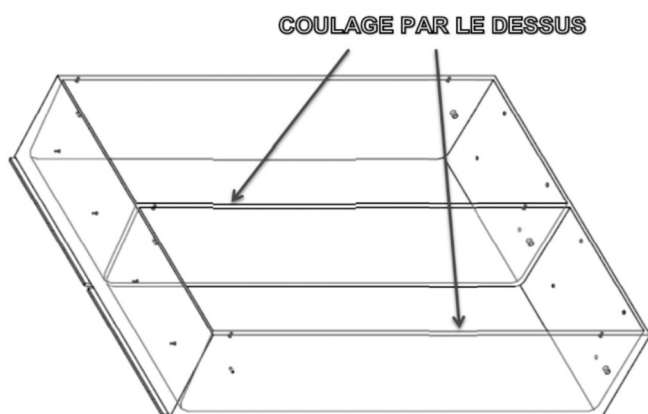


Figure 5 : Vue perspective du moule de voussoir simple.

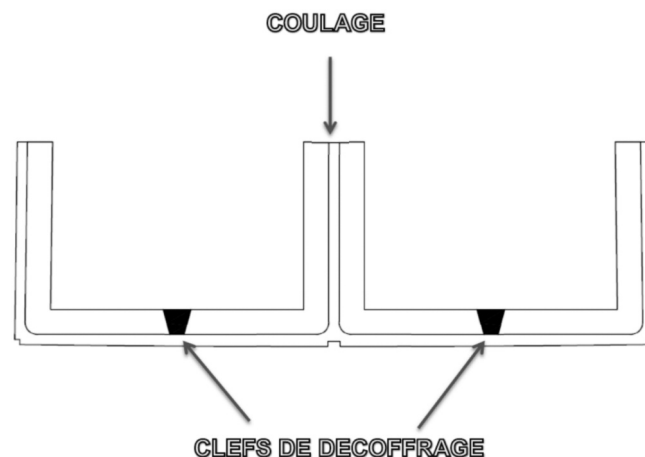


Figure 6 : Coupe sur moule de voussoir simple.



Photo 5 : Moule et noyaux des voussoirs simples © H. Abbadie.

3.4. Voussoirs renforcés

Quarante-neuf voussoirs renforcés ferment l'ellipse sur la partie en encorbellement.

De mêmes dimensions extérieures que le voussoir simple, 3.20 m de hauteur, 2.50 m de large et 0.80 m de profondeur, mais de section rectangulaire d'épaisseur 10 cm, la particularité de ces voussoirs est la présence de gaines de

post-contrainte pour tenue de l'ensemble en phase définitive. Le bon enrobage au bétonnage et le bon maintien de ces gaines pourraient inciter à couler ces voussoirs en situation finale de pose. Mais la valeur esthétique de la face extérieure de l'anneau est ici primordiale. Cette face sera donc coffrée de la même façon que celle d'un voussoir simple contigu. Le coffrage est donc « couché » avec un noyau central décintrable (figure 7).



Figure 7 : Coupe sur voussoirs renforcés.



Photo 6 : Voussoir renforcé en position de conjugaison © H. Abbadie.

Le moule est de loin l'objet le plus complexe, car il doit être aussi d'une précision très élevée pour permettre la pose des voussoirs avec 3 mm de jeu.

Le principe de base retenu est la conjugaison des voussoirs. Pour cela le coffrage doit permettre d'accueillir le voussoir N-1 coulé la veille, qui constituera une joue de coffrage pour le voussoir N du jour (photo 6). La géométrie de l'ouvrage nécessite de respecter ses exigences : la face vue des voussoirs est cintrée mais l'ellipse présente 2 rayons de construction. Ceci engendre de nombreux réglages quotidiens du moule pour satisfaire aux exigences de la pose, beaucoup plus drastiques et sévères que pour un ouvrage en béton armé rectiligne.

La bonne conjugaison des faces coffrées passe aussi par 4 tétons d'assemblage.

Les 10 gaines de précontrainte sont mises en place en continuité de celles du voussoir précédent, et réglées à l'aide de peignes confectionnés spécialement pour assurer leur bon positionnement individuel (photo 7).

Du fait de la précontrainte, des appuis de l'ouvrage, ou même des fenêtres, le noyau central est presque particulier pour chaque voussoir. Le tronc commun a été réalisé en métal, tandis que les parties spéciales ont été, soit usinées dans du polystyrène extrudé (photo 8), soit réalisées de manière unique en métal pour coffrer précisément les bossages d'ancrage, dont quelques-uns sont renforcés de ferrailage passif.

Enfin aucun insert ne doit être oublié : 4 ancrs pour le levage en usine, 6 ancrs pour le levage et le basculement sur chantier, 4 douilles de fixation des panneaux de façade, 4 réservations pour fixation des casquettes, 3 réservations pour fixation des consoles support de dalles, 12 réservations et 12 inserts pour brêlage des éléments à la pose.



Photo 7 : Gains de précontrainte en position dans le moule © H. Abbadie.

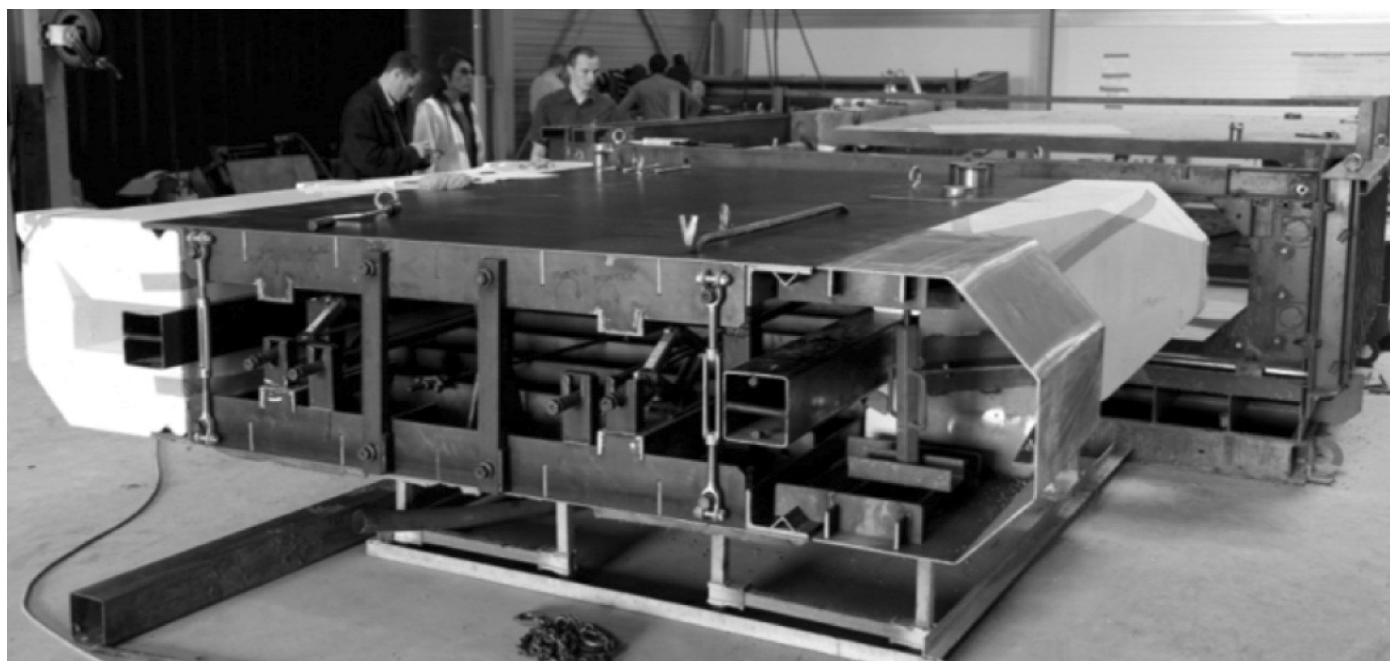


Photo 8 : Noyau décintrable avec abouts polystyrène et acier © H. Abbadie.

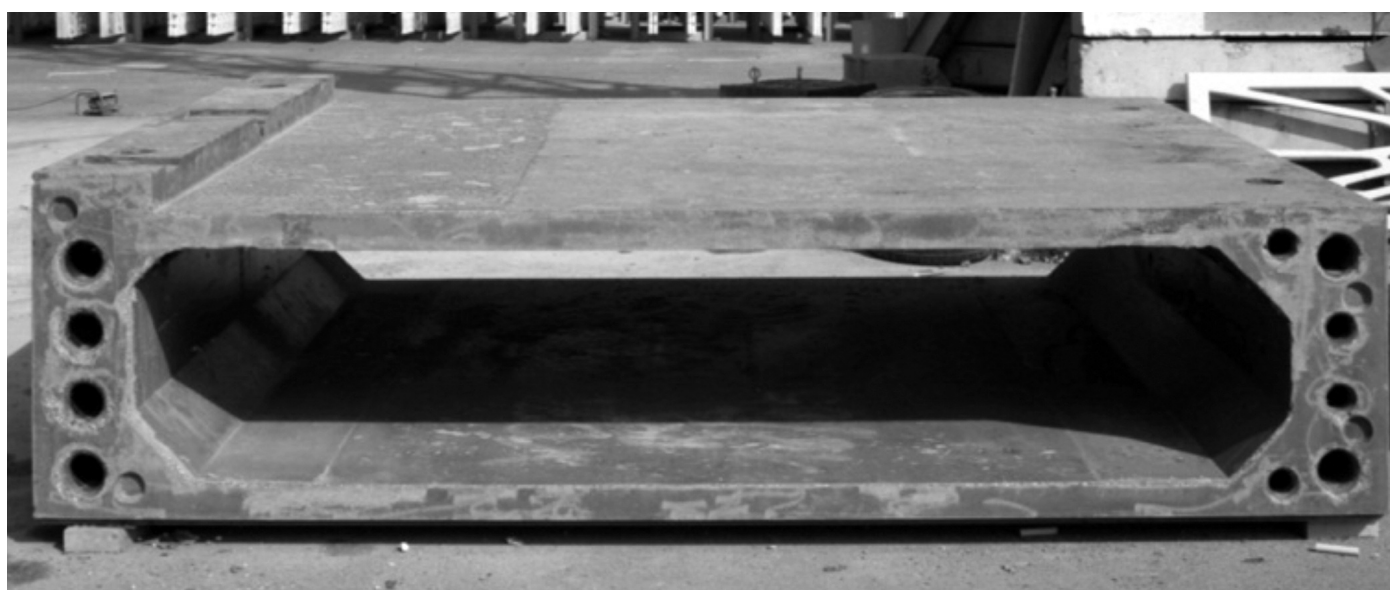


Photo 9 : Voussoir renforcé en zone de stockage © H. Abbadie.

Chaque voussoir (photo 9) aura nécessité en moyenne 2.8 m^3 ; suivant la présence des différents bossages, leurs poids varient de 7 à 10 tonnes. Ils ont été coulés tous les jours, sauf cas très particuliers de quelques voussoirs. Dix-huit heures après le début du bétonnage, la résistance au démoulage était atteinte et le béton présentait des températures entre 60 et 70°C.

Particularité architecturale : les voussoirs fenêtre

Deux voussoirs renforcés sont entièrement percés en leur centre pour permettre aux visiteurs de voir la plaine d'Artois depuis l'anneau. Pour ces deux voussoirs, l'emploi d'un BFUP trouve toute sa justification : les linteaux sont sollicités en compression à plus de 80 MPa, tandis que le béton fibré des voiles tympanes reprend 20% des efforts

de traction et est complété par un très fort ferrailage passif qui atteint 250 kg/m^3 (photo 10).

Un coffrage central spécifique a donc été rajouté dans le moule, et il a fallu déployer d'intenses efforts lors de la mise en œuvre afin de s'assurer que le béton remplisse bien le moule au milieu des gaines et des aciers passifs, mais aussi pour garantir un parement de la fenêtre impeccable.

3.5. Voussoirs de convenance

De telles spécificités géométriques ont rendu indispensable la réalisation d'un voussoir de convenance. Comme le spécifient les recommandations BFUP, cet élément de convenance permet de prélever des éprouvettes, dans les



Photo 10 : Voussoir fenêtre avec armatures de renfort et noyaux spécifiques © Eiffage TP.

conditions de la production de série, afin de vérifier que les hypothèses des calculs (densité, résistances en compression et flexion, répartition des fibres) sont vérifiées.

4. CONCLUSION

A la demande de la Région Nord-Pas de Calais, un Mémorial International en hommage aux soldats tombés au cours de la Première Guerre Mondiale a été érigé. Implanté sur le flanc de la colline de Notre Dame de Lorette, cet ouvrage très épuré présente les noms des soldats des différentes nationalités parties au conflit.

Le matériau choisi par l'Architecte pour la réalisation de la structure est un Béton Fibré à Ultra-Haute Performance (BFUP) ; une partie des éléments préfabriqués qui constituent le Mémorial sont assemblés par précontrainte.

Les équipes d'Eiffage Génie Civil ont été retenues pour réaliser cet ouvrage, avec le BFUP d'Eiffage : le BSI®. Ce matériau a permis de réaliser des éléments préfabriqués très fins, mais aussi des éléments de grande résistance tant en compression qu'en cisaillement, afin de répondre aux sollicitations particulières de cet ouvrage. La très grande durabilité de ce matériau lui permettra d'être présent pour le prochain siècle dans ce lieu de mémoire de la colline de Notre Dame de Lorette.

STRUCTURES À HAUTES PERFORMANCES À BASE DE LAMELLÉ-COLLÉ ET DE BFUP

HIGH PERFORMANCE STRUCTURES COMPOSED BY GLULAM AND UHPC

Laurent MICHEL*, Kanhchan KONG*, Emmanuel FERRIER*

*LMC² - Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction
Université Lyon1 – site de villeurbanne DOUA – 82 bd Niels Bohr
69622 Villeurbanne Cedex
laurent.michel@univ-lyon1.fr

1. INTRODUCTION

La construction de structures en bois lamellé-collé (bois lamellé-collé) a augmentée de manière significative en Europe ces dernières années. Comme le bois est un matériau naturel ayant une capacité d'atténuer les effets néfastes des gaz à effet de serre, son utilisation accrue est prévisible lorsque les principes de développement durable sont pris en considération. En conséquence, la consommation de bois a augmenté de manière significative pour la construction en Europe, à un niveau tel que de nouvelles façons d'optimiser son utilisation sont maintenant nécessaires. La plus grande opportunité pour étendre l'utilisation des produits du bois tel que le bois lamellé-collé dans la construction est de combiner ce matériau avec d'autres tels que des éléments composites ou hybrides (par exemple renforcé de fibres de bois lamellé-collé).

Selon K.J. Fridley [1], il est nécessaire de « développer des systèmes hybrides qui misent sur l'économie et la flexibi-

lité du bois et les caractéristiques uniques des autres matériaux pour permettre de réaliser des économies de matières et d'être plus performant dans le produit final ». L'objectif principal lors de la conception d'une telle section hybride est de faire usage des meilleures caractéristiques de chaque matériau. Les développements récents des bétons fibrés ultra haute performance ont conduit à de nouveaux matériaux cimentaires [2] ayant une résistance à la compression d'environ 150 MPa, une résistance à la traction de 10 MPa et un module de Young de 45 GPa [2]. Ces propriétés intéressantes peuvent être mises à profit pour couler des éléments minces en forme de planche qui peuvent être liés aux faces supérieures et inférieures d'une section bois lamellé-collé afin d'améliorer leurs propriétés de flexion, comme cela a été mis en évidence par Ferrier et al. [3, 4]. Le fait que le BFUP ait une résistance à la traction élevée permet l'utilisation de barres d'armature en acier ou des PRF dans la planche tendue [5]. Saadatmanesh et Buell [6] ont noté que les barres PRF de verre utilisées pour renfor-

cer une poutre lamellé-collé ont un effet positif sur la rigidité en flexion et sur la charge ultime. On peut donc s'attendre à ce que lorsque les barres de renforcement en PRF utilisées pour renforcer la zone tendue de la poutre hybride testées dans cette étude, aient des effets similaires. Les armatures PRF ont une résistance à la traction comprise entre 1200 et 2500 MPa et leur module d'Young est dans la gamme de 40 000 à 160 000 MPa.

Ces propriétés mécaniques, combinées avec la légèreté et la résistance à la corrosion, rendent les armatures PRF très adaptées pour cette application. Cet article présente une étude expérimentale d'un nouveau type de poutre hybride. Comme le montre la figure 1, la poutre hybride est obtenue par collage de lamelles en BFUP armé ou non par des armatures en PRFC.

2. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE : POUTRE

2.1. Description des corps d'épreuve

Les lamelles en BFUP ont une résistance à la compression de 150 MPa et une résistance à la traction de 10 MPa, sont coulées en couches différentes d'une épaisseur comprise entre 1 et 4 cm. Afin d'augmenter les capacités ultimes en traction des planches en BFUP, des armatures PRF ont été utilisées dans la partie tendue [8, 9]. Un programme expérimental a été réalisé avec un panel de vingt poutres hybrides et dix poutres en lamellé-collé de référence en bois. Les paramètres géométriques sont la portée de (2 m), la largeur (90 mm) et la hauteur totale (170 mm) de la poutre. Le noyau de chaque poutre hybride est une poutre en lamellé-collé disponible dans le commerce du bois en pin Douglas de type Glh28. La résistance à la traction garantie de la section bois lamellé-collé est de 28 MPa et sa résistance à la compression garantie était de 30 MPa. Le module de Young en lamellé-collé a été pris égal à 13400 MPa. La hauteur totale des poutres hybrides a été

obtenue par le collage en partie supérieur et inférieur de planches en BFUP et d'une armature composite en partie tendue. Afin de faciliter une comparaison avec les poutres de référence, l'épaisseur des lamelles a été choisie de façon à obtenir une hauteur totale correspondant à celle du produit disponible dans le commerce. Les courbes charge-déplacement et les courbes moment-courbure obtenues expérimentalement à partir des travées de 2 mètres sont comparées. Les poutres composites bois-béton utilisées dans cette recherche ont été fabriquées en utilisant le collage mentionné précédemment. Afin d'augmenter la force de liaison, une couche de primaire a été appliquée sur la face supérieure de la section en lamellé-collé. Ce primaire permet d'augmenter l'adhérence entre le béton et le bois. La planche de béton a également été sablée avant le collage. Une colle époxy chargée a été appliquée sur la planche de béton avant leur mise en place sur le bois lamellé-collé. Pour éviter les bulles et les vides dans le joint de recouvrement, une pression a été appliquée sur cet ensemble pendant environ 24 heures. L'ensemble a durci pendant 7 jours à 20 °C. Au total, trente poutres en lamellé-collé (BLC) de dimension 2300x130x90mm ont été testées dans cette étude.

Vingt poutres ont été renforcées par une planche de BFUP et les dix autres ont été utilisées comme échantillons de contrôle. Sur les vingt poutres renforcées (BLC + BFUP) dix ont également été équipées d'armature composite en PRFC de diamètre 10 mm (tableau 1) dans la zone tendue (BLC + BFUP + FRP). La planche de BFUP a une longueur équivalente à celles en lamellé-collé et avait une épaisseur et une largeur de respectivement 40 mm et 90 mm. Les éléments de composition du béton et sa formulation sont proposés dans le tableau 1. Le collage des éléments BFUP et lamellé collé est assuré par une colle époxy dont les caractéristiques techniques sont résumées dans le tableau 2. Cette colle est également utilisée pour l'interface entre les armatures de 10 mm en CFRP et le bois, par une technique utilisant un rainurage effectué à la défonceuse permettant d'obtenir une rainure de 15 par 15 mm.

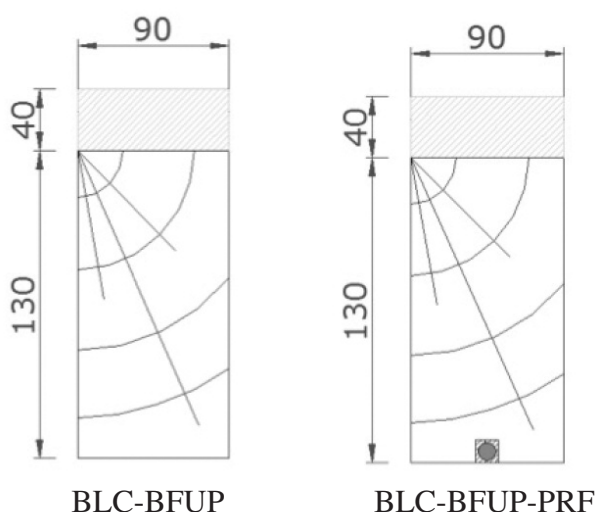


Figure 1 : Dispositif d'essai pour les poutres hybrides.



Eau [kg/m ³]	Ciment 52,5 [kg/m ³]	sable [kg/m ³]	Fumée Silice [kg/m ³]	superplastifiant [kg/m ³]	accélérateur [kg/m ³]	Fibres métal [kg/m ³]
220	550	1221	44	11	10	60

Tableau 1 : Composition du BFUP.

Densité	1,8 g /cm ³
Proportion	A/B = 3/1 (en poids)
Adhérence au béton	> 4 MPa (rupture cohésive)
résistance compression (20°C, après une journée)	> 55 MPa
résistance flexion (20°C, après une journée)	> 30 MPa
Module d'élasticité	12800 MPa
Température de transition vitreuse	+ 62°C

Tableau 2 : Propriétés de la colle époxy (données fournisseur).

Résistance moyenne (MPa)	1900
Module d'élasticité moyen (MPa)	144780
Déformation moyenne (%)	1,312

Tableau 3 : Propriétés mécaniques des barres composites (résultats d'essais).

2.2. Dispositif d'essai

Les spécimens d'essai ont été soumis à un chargement de flexion 4 points selon la norme ASTM 3737-04 D et D 4761-05. Conformément aux normes la longueur de la distance entre l'appui et la charge appliquée est maintenue supérieure à deux fois la hauteur de la poutre. Pour une longueur de 2 m, la longueur minimale est de 0,7 m. Les essais ont été contrôlés en déplacement, tel que demandé par la norme ASTM D4761-05, et la durée d'essai totale a été maintenue entre 10 s et 10 min. La charge a été appliquée à une vitesse de 9 mm/min pour la poutre ayant un rapport portée/hauteur de 17 et 1 mm/min pour les poutres ayant un rapport portée/hauteur de 7. Les charges et les déplacements ont été enregistrés par une centrale d'acquisition de données à une fréquence de 2 Hz.

2.3. Analyse des résultats

Les résultats expérimentaux sont donnés sur la figure 3 et dans le tableau 4. Les dix premières poutres ont été utilisées comme référence en tant que poutres non renforcées et ont montré une disparité significative dans les résultats concernant la valeur de la charge à rupture. L'ajout d'une planche en BFUP sur la face supérieure a eu plusieurs conséquences. Ce renforcement a considérablement augmenté la charge moyenne totale à la rupture de 34 kN à 73 kN ou une augmentation de 115%, d'augmenter la rai-

deur de l'ensemble de la structure (+159%) mais aussi de réduire l'écart-type des résultats (figure 3 et tableau 4).

Dans le cas des poutres ayant été renforcées par une barre en PRFC en traction et d'une planche de BFUP, il est observé une augmentation de la charge moyenne totale à rupture jusqu'à 83 kN soit une augmentation de 159% par rapport aux poutres de référence et une augmentation de 189% de la raideur.

Les résultats à la rupture dépendent de la capacité de liaison des barres de PRF et de l'élément bois. De ce fait la disparité des résultats a augmenté à la rupture par rapport au cas de renforcement comprenant uniquement des planches en BFUP. Néanmoins l'application de renforts composites permet d'augmenter de 13% la charge totale moyenne à rupture et de 11% la raideur.

3. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE : PANNEAUX

Une démarche similaire a été menée sur des panneaux autoporteurs en bois avec une portée égale à 4 m.

3.1. Description des corps d'épreuve

La géométrie des panneaux est définie sur la figure 4 suivante :

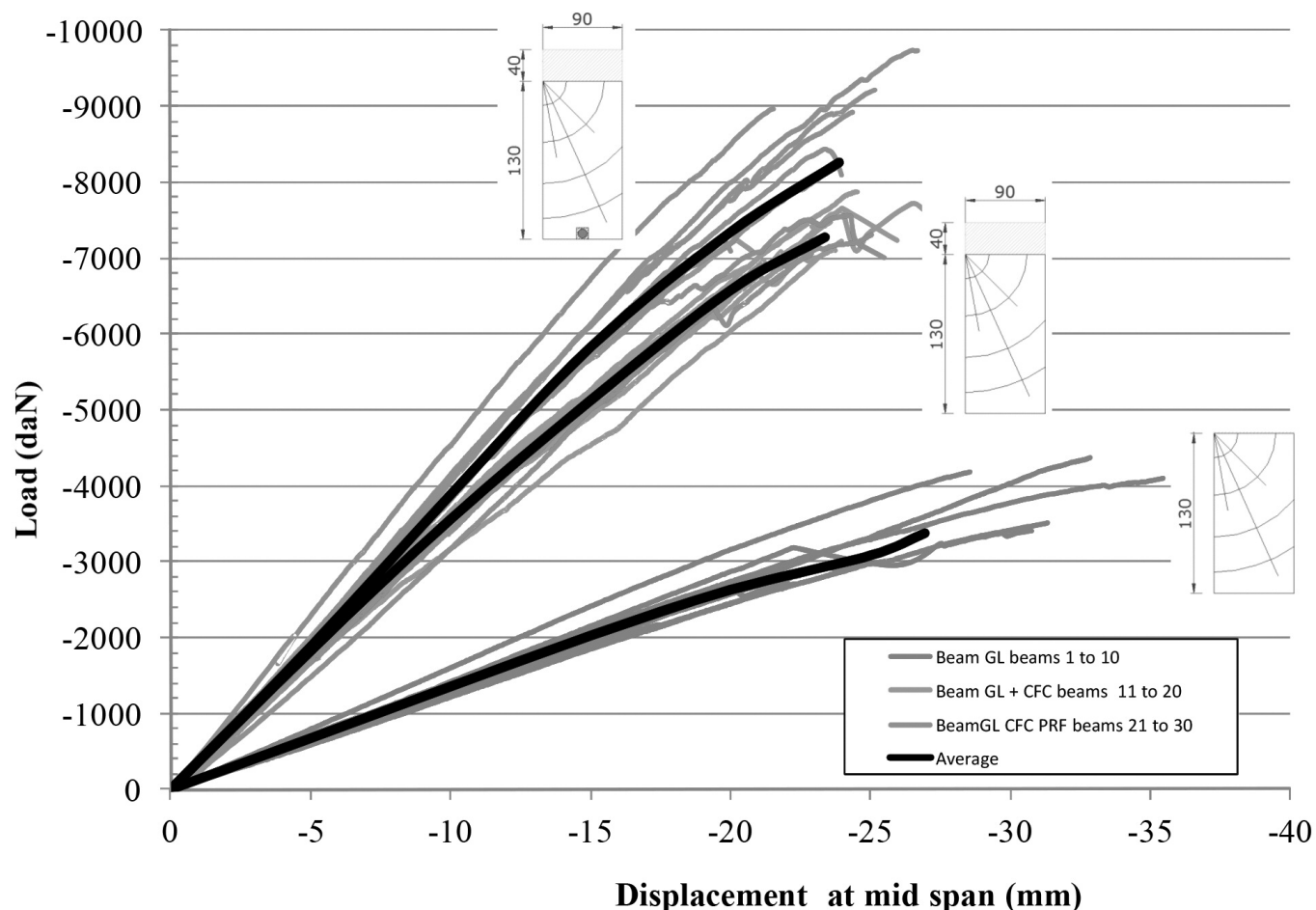


Figure 3 : Courbe charge/déplacement.

Poutre lamellé collé	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	N°6	N°7	N°8	N°9	N°10
Charge ultime (kN)	44	34	27	22	29	28	35	30	47	42
Moyenne	Charge ultime : 34 kN – Ecart type : 8,2 kN									

BLC + BFUP	N°11	N°12	N°13	N°14	N°15	N°16	N°17	N°18	N°19	N°20
Charge ultime (kN)	73	59	79	72	75	77	73	77	71	42
Moyenne	Charge ultime : 73 kN – Ecart type : 5,8 kN									

BLC+BFUP+PRF	N°21	N°22	N°23	N°24	N°25	N°26	N°27	N°28	N°29	N°30
Charge ultime (kN)	90	89	84	73	76	97	72	82	71	92
Moyenne	Charge ultime : 83 kN – Ecart type: 9,4 kN									

Tableau 4 : Chargement ultime des 30 poutres testées dans l'étude.

Le concept de panneau utilisé est un complexe bois composé de plusieurs éléments bois connectés entre eux par collage. Les panneaux sont composés d'éléments massifs au niveau des membrures tendues et de poutres lamellé collé au niveau des ames, les deux composants étant disposés dans le sens longitudinal. Le platelage supérieur est

constitué de planches massives disposées transversalement.

Comme dans l'étude sur les poutres, dans le cas des panneaux, des éléments préfabriqués en BFUP ont été disposés dans la zone comprimée du panneaux et des lamelles de BFUP renforcées par PRF (fibre de verre ou carbone) ont

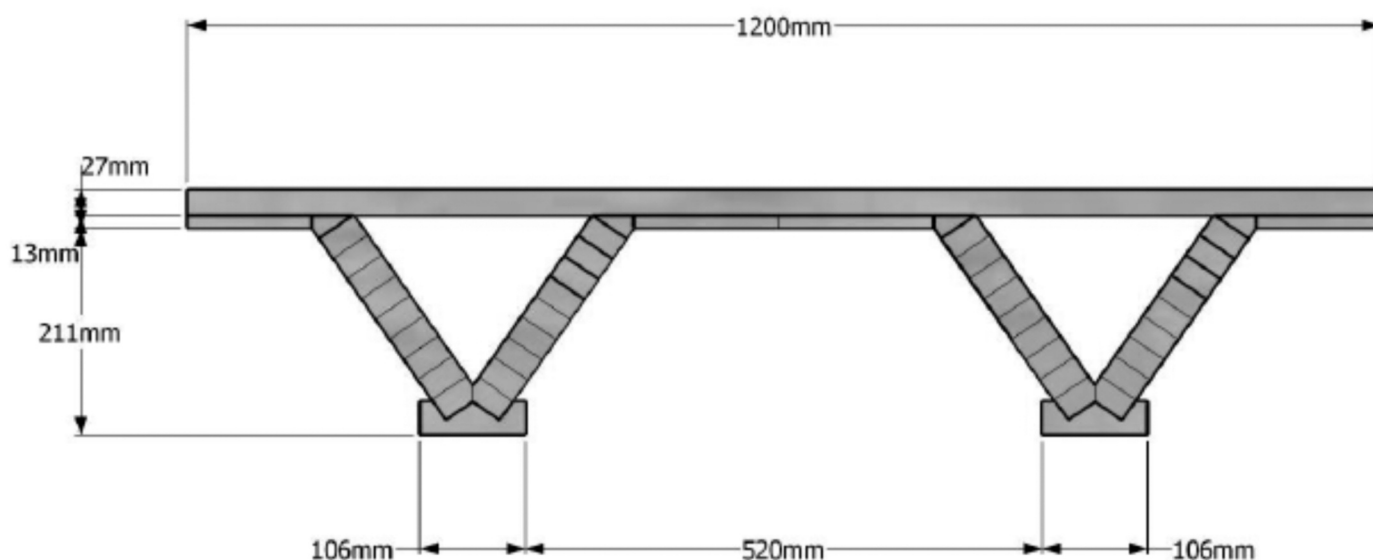
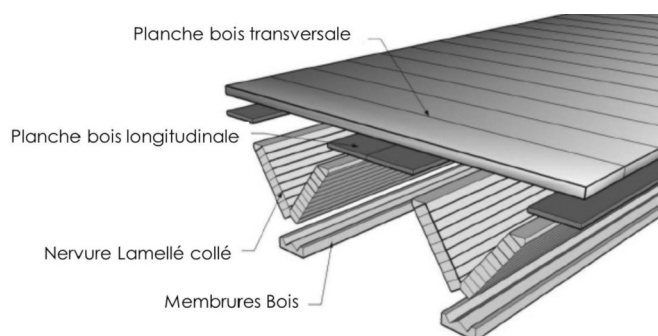
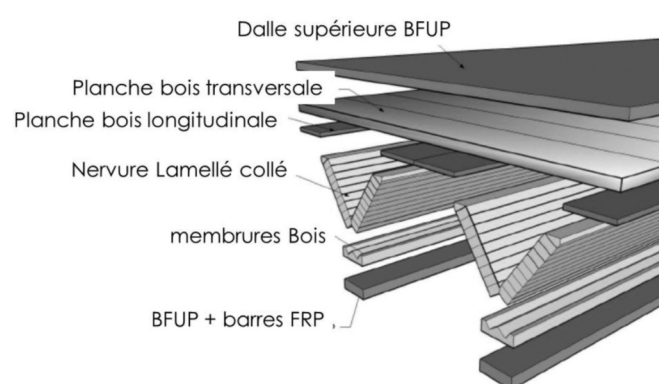


Figure 4 : Géométrie des panneaux bois BLC.



Composition des panneaux en bois



Composition des panneaux en bois renforcés

Figure 5 : Composition des panneaux bois BLC et des panneaux bois renforcés.

été placées en zone tendue. La figure 5 regroupe la disposition type des différents spécimens.

Au sein de l'étude, plusieurs configurations ont été testées. Des panneaux avec doubles nervures, avec simple nervure, avec dalle comprimée BFUP et renforcement PRF en zone tendue ou encore PRF en zone tendue uniquement.

3.2. Analyse des résultats des panneaux simple nervure

Les résultats d'essai sur les panneaux simple nervure sont représentés sur la figure 6 suivante.

Les essais montrent les effets induits par les renforcements. La charge totale à rupture du panneau Bois est de 23 kN. La charge totale à rupture du panneau renforcé par une lame BFUP + PRF en zone tendue est de 62 kN soit une augmentation de 170%. Les essais montrent également que dans le cas du panneau renforcé par une lame BFUP + PRF en zone tendue le comportement est bilinéaire. La première phase correspond au comportement du panneau sans fissuration du BFUP en zone tendue. À

ce stade le comportement est similaire au comportement du panneau non renforcé. En effet dans la première phase la raideur du panneau passe de 0,23 kN/mm à 0,52 kN/mm et dans la deuxième phase de comportement la raideur du panneau renforcé par une lame BFUP + PRF en zone tendue est de 0,24 kN/mm. Pour le panneau renforcé en zone tendue et en zone comprimée, les renforcements permettent d'atteindre une rupture égale à 77 kN soit une augmentation de 235%, la raideur étant égale à 1,54 kN/mm soit une augmentation de 536% par rapport au panneau renforcé.

3.3. Analyse des résultats des panneaux double nervure

Les résultats d'essai sur les panneaux double nervures sont représentés sur la figure 7 suivante.

De façon similaire au panneau simple nervure, les renforcements permettent à la fois d'augmenter les charges à rupture mais également d'augmenter les raideurs de manière significative. La charge totale à rupture du panneau

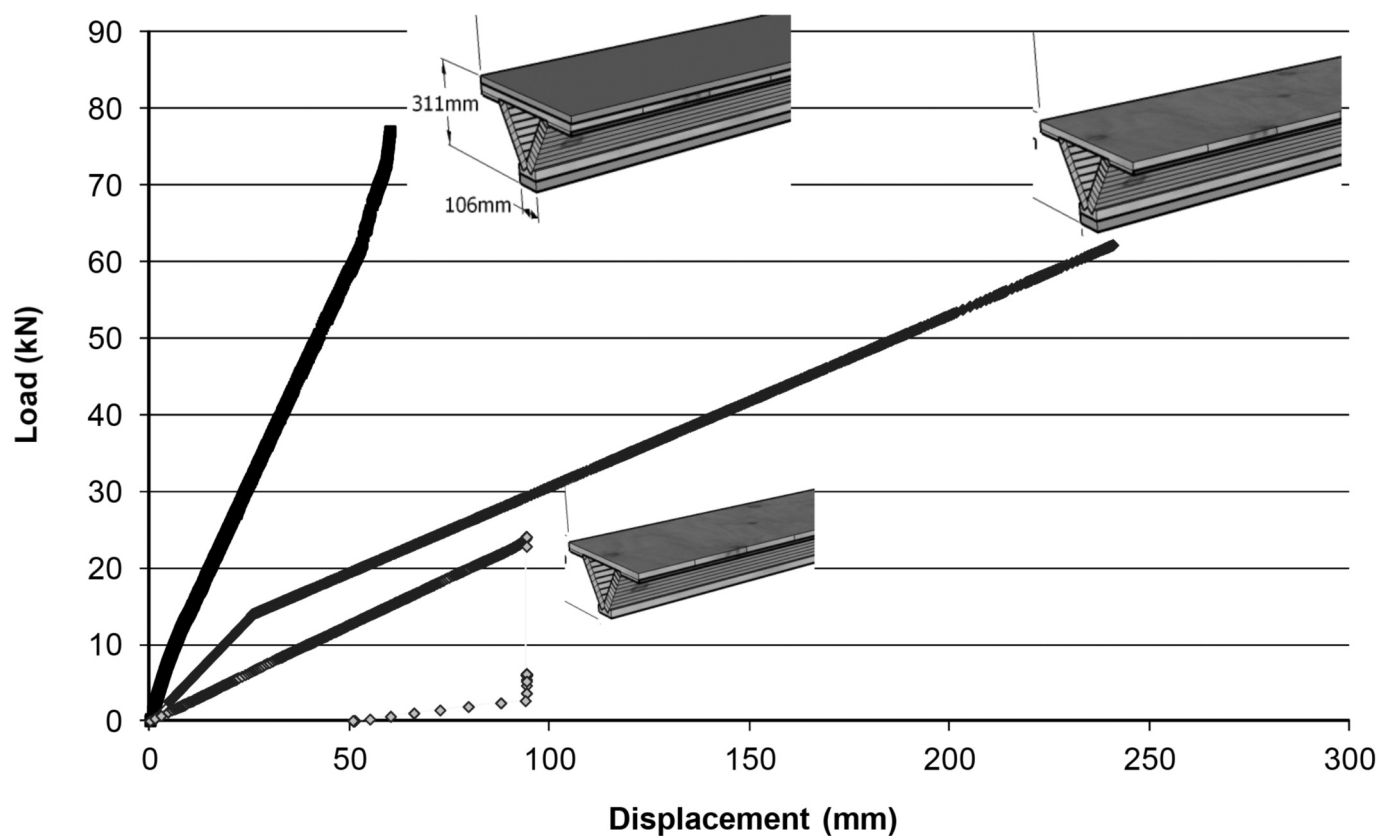


Figure 6 : Courbe charge-flèche pour les panneaux simple nervure.

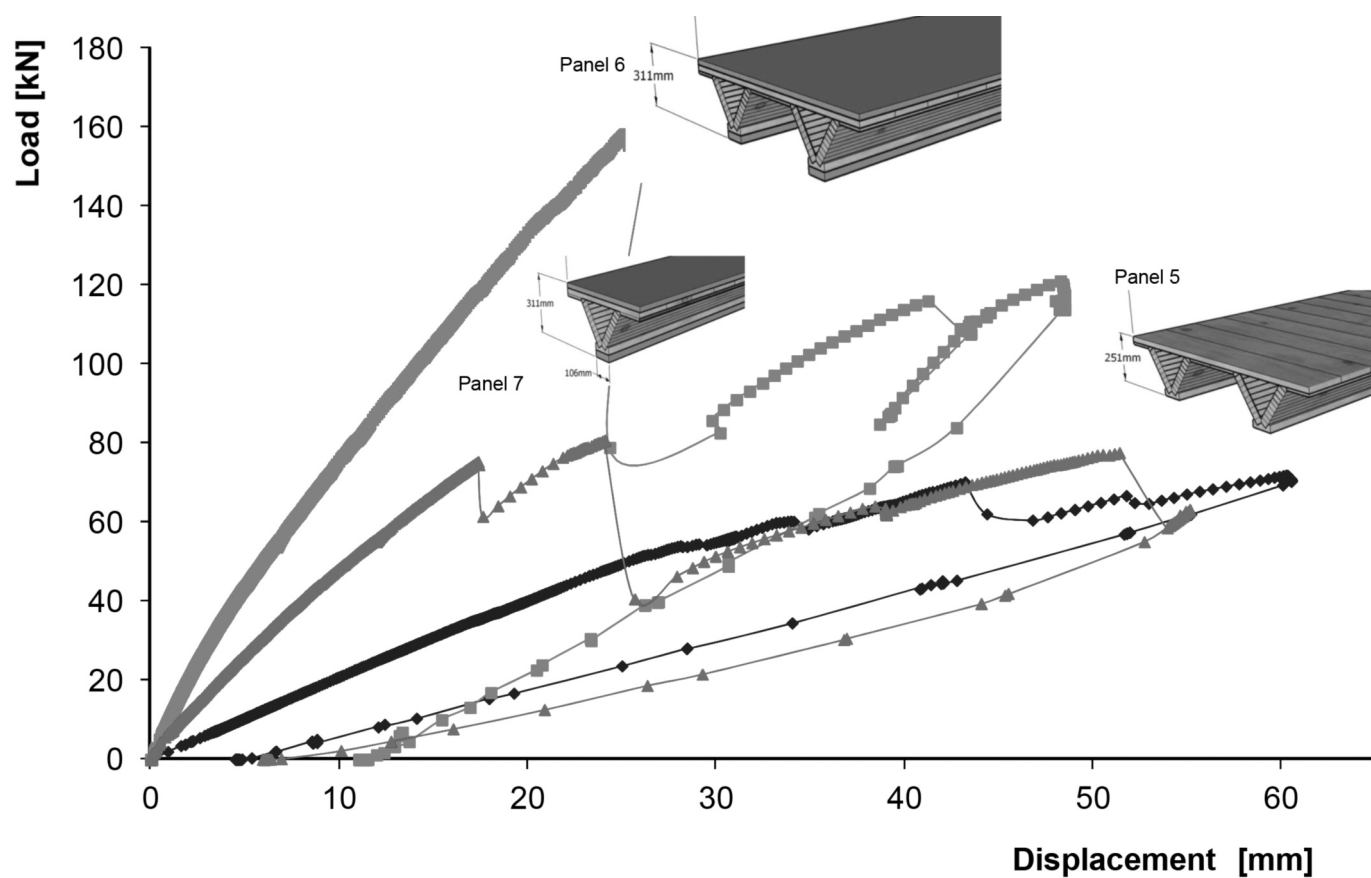


Figure 7 : Courbe charge-flèche pour les panneaux double nervure.

Bois est de 64 kN avec une raideur de 1,49 kN/mm. Le panneau renforcé à la fois en zone comprimée et en zone tendue a atteint une charge totale à rupture de 167 kN avec une raideur de 6,68 kN/mm. Cela correspond à une augmentation de 161% vis-à-vis de la charge de ruine et une augmentation de 349% vis-à-vis de la raideur.

4. CONCLUSIONS

Dans cette étude, des poutres et des panneaux de bois mais aussi des éléments renforcés ont été testés jusqu'à rupture afin de mettre en évidence l'intérêt fort de mettre en place des structures multimatériaux pour améliorer le comportement structural d'éléments à base de bois. Que cela soit pour les poutres ou les panneaux, le renforcement permet d'augmenter les charges à rupture de 115% à 159% pour les poutres, de 170% voire 235% pour les panneaux à simple nervure et 161% pour les panneaux à double nervures. Vis-à-vis des raideurs le renforcement permet aux poutres renforcées d'être 190% plus raides que les poutres bois non renforcées. Pour les panneaux le constat est similaire avec une raideur augmentée de 536% pour les panneaux simple nervure et de 349% pour les panneaux à double nervures. Outre les augmentations de la charge à rupture, le très fort intérêt de ces structures renforcées réside en la capacité à limiter les déplacements pour convenir des demandes aux États Limites de Service. Cela permet de diminuer de façon

non négligeable les dimensions des éléments porteurs pour une portée donnée ou bien d'augmenter les portées pour une hauteur donnée.

5. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] ASTM D4761-05, "Méthodes d'essai normalisées pour les propriétés mécaniques de bois de construction et du bois matériau à base structurelle." ASTM.
- [2] ASTM D3737 - "Pratique standard pour l'établissement des propriétés admissibles pour charpente en bois lamellé-collé (bois lamellé-collé)." 08 Comité D07.02 sur bois d'oeuvre et des produits de bois d'ingénierie, de la norme ASTM.
- [3] Dalsgaard, J., Svensson, S., Dela, B. (2005). "Basée sur la fiabilité d'étalonnage des facteurs de durée de charge pour les structures en bois." Sécurité structurale, 27, 153-169.
- [4] EUROCODE 5. (2005), NF EN 1995-1-1 "Conception et calcul des structures en bois", Afnor Standart.
- [5] Fabera, MH, KO, J., Dalsgaard Sorensenb J. (2004). "Modélisation probabiliste des propriétés du matériau bois calibrés." Sécurité structurale, 26, 295-309.
- [6] Fragiocomo, M., Gutkowski, R., Balogh, J., Fast, RS (2007). "Long-Term comportement du bois-béton de sol / plateforme des systèmes avec des détails de connexion de cisaillement clé." Journal of Structural Engineering, vol. 133, N° 9, 1307-1315.
- [6] Fridley, K. J. (2002). "Bois et des matériaux dérivés du bois: situation actuelle et l'avenir d'un matériau de structure." Journal of Materials en génie civil, vol. 14, 531-539.

annonces de colloques

12h40 – 14 Déjeuner	12h40 – 14h Lunch break
Après-midi	Afternoon
14h – 14h20 Expérience britannique sur les ouvrages exceptionnels, IGH... P. Smith, directeur technique d'ARUP – R.U.	14h – 14h20 British experience about exceptional civil structure, skyscrapers etc. P. Smith, Technical Manager of ARUP – U.K.
14h20 – 14h40 Point de vue de la maîtrise d'Ouvrage sur la robustesse MOA/MOE - ADP, P.-C. Muller	14h20 – 14h40 Owner's point of view about robustness Paris Airports, P.-C. Muller
14h50-15h10 Approches simplifiées pour la prise en compte des explosions et dispositions constructives A. Jalil, Jacobs	14h50-15h10 Simplified approaches to take into account explosion effects and detailing A. Jalil, Jacobs
15h10-15h30 Expérience française en simulation numérique d'explosions. K. Thorat CEO/CEDREM	15h10-15h30 French experience about explicit explosion calculations, K. Thorat CEO/CEDREM
15h30-15h50 Moyens expérimentaux sur les explosions et validation des moyens numériques CEA Gramat (A. Rouquand or E. Buzaud)	15h30-15h50 Experimental facilities for explosion effects and numerical simulations validation CEA Gramat (A. Rouquand or E. Buzaud)
15h50-16h10 Etude par simulation numérique avancée des effets de grandes explosions ISPRA, JRC (A. Pinto)	15h50-16h10 Advanced numerical simulation methods for the effects of big explosions ISPRA, JRC (A. Pinto)
16h10 – 16h25 Méthode pratique de calcul pour la prise en compte de la robustesse des structures M. Hija INSA-Rennes	16h10 – 16h25 Practical calculation method for robustness application to structures M. Hija INSA-Rennes
16h25-16h45 Travaux du CEN/TC250/WG6 « robustesse » et impacts possibles sur les futurs Eurocodes E. Osmami, Eiffage	16h25-16h45 Activity of CEN/TC250/WG6 and potential impacts on robustness in the future Eurocodes E. Osmami, Eiffage
16h45-17h15 Actualités normatives sur le béton F. Toutlemonde et E. Bouchon	16h45-17h15 Latest news on concrete standards F. Toutlemonde and E. Bouchon
17h15 – Fin de la journée technique Assemblée Générale du chapitre ACI de Paris	17h15 – End of the Technical Conference ACI Paris Chapter General Meeting



Journée technique 2016 du Chapitre ACI de Paris : 5 juillet 2016
Technical conference 2016 of the ACI Paris Chapter: July 5th 2016

Explosions et situations de projet accidentelles : robustesse des constructions Explosion and accidental situations: buildings robustness

Centre des Hautes Etudes de la Construction - CHEC Arcueil Ile de France
1 Rue Paul Bert 94110 Arcueil (RER B Arcueil Cachan) France

Inscriptions / Registration :

M. Youssef Jaradeh - secrétaire général du chapitre ACI de Paris - ARCADIS
9, av. Réaumur 92354 Le Plessis-Robinson cedex - +33 6 21 89 35 19 - youssef.jaradeh@arcadis-fr.com
ou / or M. Alan Jalil - trésorier du chapitre ACI de Paris - Jacobs France
45/47 bd Paul Vaillant Couturier 94200 Ivry-sur-Seine - +33 6 60 41 76 48 - alan.jalil@jacobs.com

membres du chapitre ACI de Paris : 45 euros - non-membres : 90 euros

Matin	Morning
9h – 9h30 Accueil des participants	9h – 9h30 Welcome to participants
9h30 – 9h35 Ouverture de la journée technique F. Toutlemonde, Chapitre ACI de Paris, Président	9h30 – 9h35 Opening of the technical conference F. Toutlemonde, President of ACI Paris Chapter
9h35- 10h05 Introduction : le concept de robustesse dans les Eurocodes J.-A. Calgaro, ancien président du CEN/TC250	9h35- 10h05 Introduction : the concept of robustness in the Eurocodes J.-A. Calgaro, past chairman of CEN/TC250
10h05 – 10h35 Exemples de situations accidentelles et application du concept de robustesse au Royaume Uni. Sir J. Carpenter, CROSS, R.-U.	10h05 – 10h35 Examples of accidental situations and application of the concept of robustness in U.K. Sir J. Carpenter, CROSS, U.K.
10h35 – 10h55 Application du concept de robustesse à l'étude d'un bâtiment. P. Smith, directeur technique d'ARUP – R.U.	10h35 – 10h55 Application of the robustness concept to the design of a building P. Smith, Technical Manager of ARUP – U.K.
10h55 – 11h25 Pause café	10h55 – 11h25 Coffee break
11h25-12h40 La norme NF EN 1991-1-7 (actions accidentelles) et son annexe nationale E. Osmami, Eiffage, and E. Bouchon, MEDDE.	11h30-12h40 The standard NF EN 1991-1-7 (accidental actions) and its National annex E. Osmami, Eiffage, and E. Bouchon, MEDDE.

RS2016 Symposium

7th International Symposium on In-Situ Rock Stress

May 10-12, 2016
Tampere, Finland



Call for Papers

www.rs2016.org

Invitation to RS2016 in Tampere

The Finnish National Group of ISRM and the Finnish Association of Civil Engineers RIL invite you to the 7th International Symposium on In-Situ Rock Stress to be held during 10–12 May 2016 in the beautiful city of Tampere, Finland. There have been six previous International Symposia on the rock stress topic, starting in 1976 in Sydney, Australia, and with the most recent one being held in Sendai, Japan, in 2013.

This 7th Symposium will be a natural continuation of the in-situ rock stress topic, which is of great importance to most rock engineering projects. In spite of the numerous research and development projects that have been undertaken in the subject of rock stresses, a great deal remains to be achieved in order to confidently establish the stress field and its variation at a particular site, plus the alteration to the stress field as construction proceeds. We now have much improved stress measurement methods and associated 3-D computer programs—and the development is moving fast.

Accordingly, we hope to welcome all interested rock stress practitioners, modellers, designers and contractors to this 2016 rock stress symposium in Finland. We are sure that the 7th Symposium will contain much new material and will be an excellent forum for presenting your work, keeping up to date with developments, and networking.

This symposium encompasses all aspects of rock stresses such as

- **Rock stress measurements with different methods**
- **Interpretation and analysis of results**
- **Case studies (nuclear waste disposal, mining, civil engineering)**
- **Regional stress fields**
- **Seismicity and rock stress**
- **New, innovated stress measurement methods**
- **Rock structures and rock stress**
- **Stress modeling**

Finland is an excellent venue for the Symposium because of the large amount of rock engineering construction and the fact that rock stresses play an important role in the design of Finnish rock engineering projects—even in the shallow underground facilities. Although the high horizontal stresses can be utilized in stabilizing rock caverns, such high stresses can cause rock damage around the rock facilities, so understanding the stress field and designing accordingly is one of the keys to success.



Photo by LKAB Malmberget

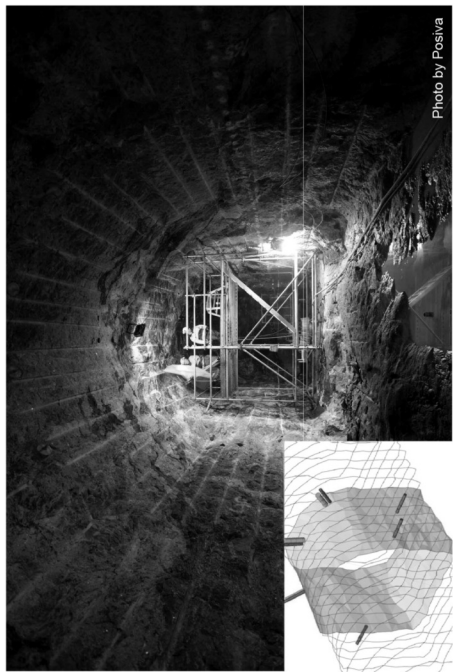
Technical excursions	Venue
P-Hämpä central underground parking	City of Tampere
Located underneath Hämeenkatu street and offering a total of 972 parking spaces, P-Hämpä serves those living in and frequenting the Tampere city centre.	Tampere is the third largest city in Finland and the largest inland centre in the Nordic countries. Tampere's city centre is surrounded by lake and ridge scenery. The Tammerkoski rapids run through the city. Tampere is a significant centre of education and research. There are lots of university students in the city.
Tampere Rantaväylä Tunnel	Tampere Hall Congress and Concert Centre
Between 2013 and 2017, just over four kilometres of Highway 12 will be rerouted. It is a huge challenge, building a 2.3-kilometre twin road tunnel - the longest in Finland - along with the related interchanges and route arrangements.	Tampere Hall is Scandinavia's largest Congress and Concert Centre. It is located close to the city centre, only 500 metres from the railway and bus stations. Most of Tampere's hotels are within 5 to 15 minute walk from the venue.
Post Symposium excursions	Call for Papers
There will be two interesting post symposium excursions organized:	Abstract submission is done via internet only www.rs2016.org
<ul style="list-style-type: none"> Olkiluoto Nuclear Waste Repository Site Pyhäsalmi Mine 	Abstract submission deadline is August 3 2015.
More information about the excursions can be found in the website.	

Photo by Posiva

IMPORTANT DATES

Abstract submission deadline August 3, 2015
 Notification of abstracts September 30, 2015
 Full paper submission deadline November 30, 2015
 Review results notification February 3, 2016

Symposium dates May 10-12, 2016

www.rs2016.org


CONTACT

Mr. Erik Johansson
 +358 9 530 6540
erik.johansson@rs2016.org

ISRM Specialized Conference 2016



Suomen Kalliomekaniikkatoimikunta
 Finnish National Group of ISRM



INDURAAssociation Française
de Génie Civil

WORK SHOP INTERNATIONAL SUR LE RENFORCEMENT PARASISMIQUE PAR Polymère Renforcé de fibres (PRF)

Rencontre Chercheurs/Industriels/Bureaux d'études/ Maître
d'ouvrages

LYON, les 19-20 septembre 2016

Conférenciers invités :

Thanasis Triantafillou (Université de Patras),

Alper Ilki (Structural and Earthquake Engineering Laboratory, Istanbul UT),

Charly Sikorsky (California Department of Transportation, Caltrans)

Maurizio Guadagnini (Université Sheffield)

Dans différents pays, y compris la France, les codes de construction des bâtiments et des ouvrages d'art émettent des recommandations qui visent à atteindre une performance sismique acceptable au sens où les structures conçues doivent résister, à des tremblements de terre mineurs sans dommages, à des tremblements de terre modérés en subissant quelques dégâts non structurels, ou bien encore résister à des séismes majeurs sans effondrement. Les recommandations sismiques proposées dans les codes de construction ont ainsi été actualisées au fil des ans pour atteindre cet objectif. Pour les structures existantes, il convient de même, du moins dans certains cas, de renforcer les structures vis-à-vis du risque sismique. Cette notion est introduite dans l'Eurocode 8 partie 3 et dans les décrets et arrêtés d'application. Le renforcement parasismique s'inscrit donc soit dans une démarche volontaire, soit dans un cadre obligatoire. Les matériaux composites en renforcement sismique sont utilisés principalement sous forme de tissus ou plaques pultrudés collés en surface pour un renforcement à la flexion, en

confinement ou au cisaillement. Ils permettent ainsi une augmentation de la résistance et/ou de la ductilité. Aux Etats-Unis, les recherches concernant le renforcement par matériaux composites ont débuté suite au séisme de Loma Prieta (Californie) survenu en octobre 1989. Des essais de renforcement à l'aide de tissus pré-impregnés, basés sur les méthodes japonaises, ont été réalisés dans de nombreuses universités, dont notamment celle de Californie. A partir de 1994, des tests sismiques en laboratoire, sur des maquettes de plus en plus grandes, ont démontré l'intérêt de l'utilisation des fibres de carbone. Il s'ensuit de nombreux travaux de renforcement d'ouvrages par matériaux composites dont le Highway Bridge à Butler (Ohio), le Grant Western Bank Building à Sherman Oaks (Californie) ou encore le Foulk Road Bridge à Delaware (Californie). Ces deux journées visent à effectuer un bilan des différentes applications in situ et faire part des avancées en recherche dans le domaine. Le guide de l'AFGC sera présenté à cette occasion.

Les présentations seront complétées par une sélection de 15 présentations sur le renforcement par PRF

Thèmes : Renforcement composite, Séisme, modélisation, essais mécaniques, Ancrege
Comité Scientifique : Alper Ilki (Structural and Earthquake Engineering Laboratory, Istanbul UT), Ferrier Emmanuel (Univ. LYON 1), Cheng Lijuan Dawn (University of California, Davis), Ali Limam (NSA de LYON), Michel Laurent (Univ. LYON 1).

Soumission de résumé de 500 mots avec illustrations, date limite des dépôts le 30 avril

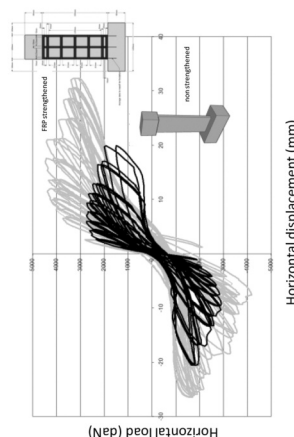
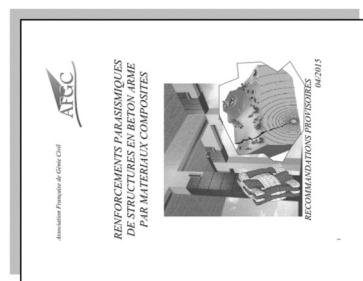
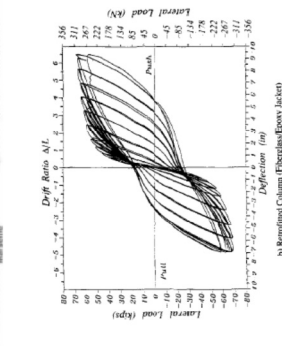
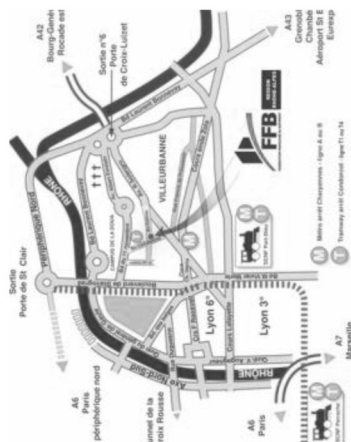
<http://iwfrpseism2016.sciencesconf.org>

Prix : Membres AFGC 125 euros pour les deux jours, Publics 155 euros pour les deux jours, 100 euros la journée, inclus, résumés des deux journées, guide français ou anglais de l'AFGC sur le renforcement parasismique par PRF, repas du midi, pause café

INDURAAssociation Française
de Génie Civil

Fédération Française du Bâtiment Région Rhône-Alpes
Amphithéâtre de la FFB Rhône-Alpes

23, avenue Condorcet
69100 VILLEURBANNE
Contact Université LYON 1, Laboratoire LMC2
Emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr



Guide AFGC compris pour les participants

Prix : Membres AFGC 125 euros pour les deux jours, Publics 155 euros pour les deux jours, 100 euros la journée, inclus, résumés des deux journées, guide français ou anglais de l'AFGC sur le renforcement parasismique par PRF, repas du midi, pause café

recommandations aux auteurs

CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de décideurs œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique, sachant que le lecteur ne sera pas forcément un spécialiste de sa discipline. En un mot l'auteur doit chercher à vulgariser son discours.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique .doc ou .odt envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse annalessbtp@gmail.com

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, l'auteur pourra envoyer un cédérom à **M. BUYLE-BODIN, rédacteur en chef de la revue Annales du BTP, Polytech'Lille – Université Lille 1, Cité Scientifique, 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex.**

Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 interligne simple.

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

Il est nécessaire de préciser :

- le titre en français et en anglais ;
- le ou les auteurs : nom, prénom, titres, coordonnées ;
- un résumé de 15 lignes maximum en français et en anglais ;
- les figures et photographies originales peuvent être fournies à part en .eps, .tif ou .jpg. Elles seront publiées en noir et blanc et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi ;
- une illustration caractéristique de l'article pourra figurer en couleur sur la une de couverture et devra donc être d'une résolution maximale. Ne pas oublier de mentionner les crédits photographiques.

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur.

AGPA Editions, 4, rue Camélinat, 42000 Saint-Etienne.

L'auteur recevra gratuitement quelques exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.