

Bulletin **Ouvrages d'Art**

n° 69 | 70



Décembre 2014

Sommaire

Le projet ANR « Orthoplus »

Grégory GÉNÉREUX - Cerema/DTecITM, Thierry KRETZ - IFSTTAR, Emilie LUANGKHOT - Arcadis

page 4

Le Calcul à la fatigue dans les tabliers métalliques à dalle orthotrope

Catégorie de détails, conception, pathologie et réparation

Daniel BITAR - CTCM

page 8

Propriétés mécaniques des revêtements bitumineux

Simon POUGET - EIFFAGE, Cédric SAUZEAT - ENTPE

Hervé DI BENEDETTO - ENTPE, François OLARD - EIFFAGE

page 24

Essais sur ouvrage : le viaduc de Millau

Simon POUGET - EIFFAGE, Cédric SAUZEAT - ENTPE, Hervé DI BENEDETTO - ENTPE,

François OLARD - EIFFAGE, Claude SERVANT - EIFFAGE, Bernard HERITIER - EIFFAGE,

Sylvestre GALLICE - EIFFAGE, Emilie LUANGKHOT - Arcadis

page 38

Caractéristiques de la résistance mécanique du matériau BFUP et de sa connexion pour un renforcement de platelage métallique

Adrien HOUEL - ENTPE, Laurent ARNAUD - ENTPE, Daniel BITAR - CTCM,

Claire ROCHER - CTCM

page 49

Le rôle structurel du BFUP en revêtement de dalle orthotrope

Fernanda GOMES - IFSTTAR, Pierre MARCHAND - IFSTTAR

Dominique SIEGERT - IFSTTAR, François TOUTLEMONDE - IFSTTAR

page 70

La réparation du pont d'illzach

Sébastien FYON - CG68, B. HAASMANN - CG68, Damien CHAMPENOY - Cerema/DTerEST,

Davy PRZYBYLA - Cerema/DTerEST, Grégory GÉNÉREUX - Cerema/DTecITM, Daniel BITAR - CTCM,

Ziad HAJAR - EIFFAGE, Marco NOVARIN - EIFFAGE, Claude SERVANT - EIFFAGE

page 86

Influence du revêtement en béton bitumineux ou en BFUP sur l'analyse de cycle de vie d'une dalle orthotrope

Fernanda GOMES - IFSTTAR, Mathieu RIVALLAIN - IFSTTAR, Adélaïde FERAILLE - IFSTTAR,

Pierre MARCHAND - IFSTTAR, Christian TESSIER - IFSTTAR, François TOUTLEMONDE - IFSTTAR

page 98

Conclusions et perspectives

Grégory GÉNÉREUX - Cerema/DTecITM, Thierry KRETZ - IFSTTAR, Emilie Luangkhot - Arcadis

page 106

Directeur de la publication » Bernard LARROUTOUROU

Directeur délégué » Georges TEMPEZ • Comité éditorial » Jean-François BARTHÉLEMY (Cerema/DTecITM) - tél. : 01 60 52 30 27, Gaël BONDONET (Cerema/DTecITM) - tél. : 01 60 52 32 81, Emmanuel BOUCHON (Cerema/DTecITM) - tél. : 01 60 52 32 80, Jean-Christophe CARLÈS (Cerema/DTerMed) - tél. : 04 42 24 76 86, Christian CREMONA (Cerema/DTecITM) - tél. : 01 60 52 32 56, Bruno GODART (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 83 32, Thierry KRETZ (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 81 29, Pierre De LACLOS (DIR CE) - tél. : 04 69 16 63 30 Pierre PAILLUSEAU (Cerema/DTerSO) - tél. : 05 56 70 67 03, Benoît PORTIER (DIR Med) - tél. : 04 88 44 53 82 • Rédacteur en chef » Antony HERVY (Cerema/DTecITM) - tél. : 01 60 52 30 31



Ce double numéro du Bulletin « Ouvrages d'art » est consacré à la présentation de plusieurs résultats issus du projet de recherche ANR « Orthoplus ». Le rôle mécanique déterminant du revêtement dans la résistance à la fatigue d'une dalle orthotrope est connu depuis de nombreuses années, mais à défaut de pouvoir le quantifier précisément, des dispositions constructives restrictives ont été adoptées.

L'objectif du projet fut de développer les outils théoriques et méthodologiques permettant un calcul réaliste de la durée de vie d'une dalle orthotrope, tenant compte son revêtement, d'optimiser ainsi ce revêtement mais aussi d'investiguer d'autres alternatives comme celles de revêtements en béton fibré ultra-performant (BFUP). Ces travaux ont été notamment à l'origine d'une solution brevetée par Eiffage TP primée au concours de l'innovation routière et appliquée à la réparation du pont d'Illzach dans le Haut-Rhin (innovation également présentée dans ce numéro). Cette meilleure compréhension du comportement mécanique de l'ensemble « platelage/revêtement » laisse espérer une compétitivité accrue de ces structures. La solution de renforcement par une dalle en BFUP est également une valorisation intéressante du projet Orthoplus pour prolonger la durée de vie des ponts à dalle orthotrope soumis à de lourds trafics.

Le présent numéro marque également une évolution notable du Bulletin « Ouvrages d'Art » sur plusieurs points. Il est le premier numéro sous timbre Cerema, édité par la Direction Technique Infrastructures de Transport et Matériaux (ex Sétra). Sa présentation actuelle, encore dans la continuité des Bulletins anciens, devrait se transformer dans les numéros suivants pour mieux faire apparaître les thématiques des communications (recherche, méthodes, normalisation, projets, retour d'expérience...) et ainsi ouvrir le Bulletin « Ouvrages d'Art » à la diversité des activités du Cerema. Après une longue absence, le Bulletin « Ouvrages d'Art » se projette aujourd'hui dans une nouvelle phase de son existence avec un comité éditorial et une politique de publication renouvelés.

Christian CREMONA
*Chef du centre des techniques
d'ouvrages d'art de la DTecITM*

Le projet ANR « Orthoplus »

Grégory GÉNÉREUX - Cerema/DTecITM, Thierry KRETZ - IFSTTAR, Emilie LUANGKHOT - Arcadis

Introduction

Ce Bulletin Ouvrages d'Art est entièrement consacré au projet de recherche ANR - « Orthoplus » ainsi qu'à la réparation du pont d'Illzach, qui peut être vu comme un exemple de valorisation des principaux résultats d'Orthoplus.

Contexte et objectifs du projet « orthoplus »

Le projet ORTHOPLUS a été lauréat de l'appel à projets de recherche du Programme Génie Civil et Urbain (PGCU) lancé par l'Agence Nationale de Recherche (ANR) en 2006. Il a également bénéficié d'un financement complémentaire par la Mission Génie Civil et construction de la Direction de la Recherche et de l'Innovation (Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie) pour réaliser des essais sur viaduc métallique démontable (VMD) fourni par le Centre National des Ponts de Secours (CNPS). Ce projet de recherche a regroupé de nombreux partenaires, à la fois publics et privés, pendant une durée de quatre ans, d'avril 2007 à avril 2011. Le consortium a été constitué de façon à pouvoir englober études théoriques et applications techniques pour proposer une nouvelle conception des dalles orthotropes. Il regroupe les entités suivantes :

- entreprises privées : Eiffage Travaux Publics, Eiffage Construction Métallique ;
- bureau d'études privé : Arcadis ESG ;
- centre technique industriel : Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM) ;
- laboratoires publics : l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) et laboratoire de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE) ;
- service technique du secteur public : Service d'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements (Sétra).

Les ouvrages métalliques à dalles orthotropes sont particulièrement adaptés lorsque le poids propre est un paramètre déterminant de la conception, comme pour les grandes et très grandes portées ou les travées mobiles. Ce type de tablier est en effet très léger comparé aux tabliers mixtes ou en béton armé. Le hourdis supérieur est constitué d'une tôle de platelage métallique, raidie longitudinalement par des augets et transversalement par des pièces de pont.

Si le fonctionnement général (de type « grille de poutres ») des dalles orthotropes est relativement simple à comprendre, la modélisation fine de leur comportement est plutôt complexe. En effet, il est indispensable de bien rendre compte, dans la modélisation, des risques de fatigue. La grande déformabilité de ce type de tablier et la présence de soudures les rendent très sensibles à la fatigue, comme le démontrent les différentes pathologies rencontrées sur des ouvrages anciens fortement circulés.

Dans les règlements de calcul, les difficultés de modélisation et de calcul sont souvent contournées par l'adoption de dispositions constructives imposées, validées par l'expérience sur ouvrage et des essais de fatigue en laboratoire. Cette pratique conduit à des conceptions sécuritaires plutôt figées et ne permet pas de recalculer et de renforcer des ouvrages existants.

En Europe, la conception est encadrée par les Eurocodes. Les dispositions constructives à appliquer dans le cas d'une dalle orthotrope sont données à titre informatif dans l'annexe C de l'Eurocode 3 partie 2 (EN 1993-2). Cette annexe indique l'épaisseur de tôle de platelage à disposer en fonction de l'épaisseur d'enrobé envisagée, des règles pour choisir l'espacement entre les appuis de la tôle de platelage et une épaisseur minimale à prévoir pour les raidisseurs.

L'évolution récente des matériaux vers des matériaux (acier, revêtements époxy, enrobés, béton) à très hautes performances et des moyens de calcul à disposition des ingénieurs incitent toutefois à revenir sur ces pratiques. Par ailleurs, le développement des possibilités de calcul aux éléments finis permet d'envisager des modélisations très fines rendant compte des concentrations de contraintes dans les assemblages soudés.

Enfin les récentes recherches menées dans différents pays ont conduit à ré-examiner les prescriptions des Eurocodes et permis de préciser les classes de fatigue à retenir pour la vérification des assemblages soudés de dalles orthotropes.

Parallèlement, les performances des nouveaux bétons fibrés ultra-performant (BFUP) pour des ouvrages d'art conduisent à considérer leur emploi en revêtement mince (30 à 50 mm) des dalles orthotropes, en lieu et place des revêtements traditionnels.

Dans une démarche d'optimisation du poids propre d'un ouvrage d'art, le recours à de nouveaux revêtements ultra minces (par exemple composite époxy) ou minces (BFUP) constitue un choix séduisant et prometteur. Cependant ce choix se révèle être problématique vis-à-vis d'une dalle orthotrope. Dans ce cas, les dispositions constructives généralement admises en France et en Europe sont en effet établies en considérant que l'ouvrage est muni d'un revêtement «traditionnel» en béton bitumineux (BB), d'une épaisseur voisine de 70 mm. Implicitement, le rôle mécanique du revêtement, à savoir la diffusion des charges concentrées, et sa participation en flexion locale, est reconnu mais n'est pas estimé.

Il ne semble pour autant pas souhaitable d'interdire les revêtements ultra-minces sur dalles orthotropes, notamment sur les ponts mobiles, car même si les revêtements ultra minces permettent moins de diffusion de charges qu'une couche d'enrobé bitumineux plus épaisse, ses caractéristiques mécaniques (résistance en compression et traction, module d'Young) peuvent se révéler bien meilleure que celles de l'enrobé (c'est notamment le cas du BFUP). Il est ainsi nécessaire de pouvoir quantifier précisément les conséquences en termes de variation des contraintes dans les assemblages et donc en termes de durée de vie d'un revêtement de nature et épaisseur quelconques. Une telle approche est aujourd'hui rendue possible par les progrès significatifs des moyens numériques mis à la disposition du chercheur d'une part, et du concepteur d'autre part.

Les Eurocodes autorisent également la justification par le calcul précis de la résistance à la fatigue des dalles orthotropes. Le tableau 8.8 de l'Eurocode 3, partie 1-9 (EN1993-1-9) donne des catégories de détails à respecter pour les soudures entre le platelage et les augets. Or des études européennes récentes, ont montré que ces catégories de détail sont trop sécuritaires, et devraient être augmentées, ce qui conduirait à accroître les durées de vie estimées par le calcul.

Au vu de ce contexte, les objectifs du projet de recherche Orthoplus étaient multiples. D'une part, il s'agissait de comprendre par la modélisation et l'approche expérimentale, le comportement des matériaux de revêtement et leur connexion avec l'acier de la tôle de platelage : sur ces bases, l'objectif était de mettre au point des outils méthodologiques et réglementaires pour l'ingénieur permettant la prise en compte du couplage platelage-revêtement, pour le calcul de la durée de vie de la structure métallique, mais aussi du revêtement lui-même. D'autre part, il était essentiel de développer une solution associant une dalle orthotrope et un revêtement en béton fibré ultra-performant (BFUP), en testant différentes façons de connecter ce béton au platelage et en caractérisant l'évolution du matériau à la fatigue.

Travaux du programme de recherche

L'organisation du programme de recherche au cours des quatre années est résumée sur le schéma de la Figure 1 :

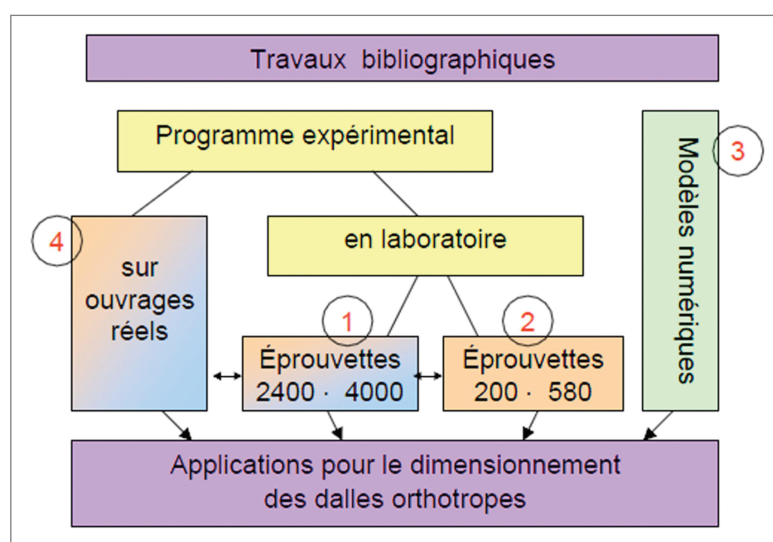


Figure 1 : organisation du programme de recherche

Le programme a débuté par une importante phase de travaux bibliographiques. Un état de l'art permettant de recenser les données existantes sur plusieurs sujets a été effectué. Il a concerné :

- les méthodes de calcul en fatigue des structures métalliques (courbes de Wöhler, méthode du point-chaud, mécanique de la rupture, ...) ;
- la fatigue proprement dite des dalles orthotropes (résultats expérimentaux sur échantillons ou éléments de structure) ;
- les pathologies constatées sur les ouvrages existants (retour d'expérience national et international) ;
- les propriétés mécaniques, les conditions de mise en oeuvre, les performances et les pathologies des revêtements de chaussée.

Le premier article du présent Bulletin Ouvrages d'Art revient sur cet état de l'art.

Un large programme expérimental a ensuite été entrepris. Ces essais ont eu lieu à la fois en laboratoire et sur ouvrages réels et ont eu pour but de tester deux revêtements différents : le béton bitumineux et le BFUP.

Une première campagne d'essais a donc été destinée à caractériser le béton bitumineux et à tester en laboratoire différents complexes platelage/béton bitumineux avec des essais de flexion 5 points. Ces essais ont été réalisés par le laboratoire central d'Eiffage Travaux Publics à Corbas (69). Les complexes platelage/béton bitumineux ont aussi été testés à plus grande échelle sur des ouvrages réels. Des essais sur le viaduc de Millau, qui comporte une dalle orthotrope recouverte de béton bitumineux, ont été réalisés. Le viaduc a été instrumenté et des essais statiques et dynamiques ont été entrepris. De plus, les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire ou sur le viaduc de Millau ont été confrontés à des résultats théoriques obtenus avec des modélisations aux éléments finis. Le second article du bulletin ouvrages d'art décrit et donne les résultats de cette campagne d'essais.

L'article suivant traite d'une deuxième campagne d'essais menée par l'ENTPE. L'objectif était de caractériser le BFUP, notamment sous chargement cyclique, et de tester expérimentalement plusieurs liaisons mécaniques entre BFUP et platelage. Les essais ont été de deux types : essais de module complexe sur éprouvette cylindrique et essais de flexion 5 points.

Ces essais ont permis de préciser les solutions techniques les plus prometteuses. Celles-ci ont alors fait l'objet d'une campagne essais « grandeur réelle » sur la dalle d'essai de l'IFSTTAR, présenté dans le quatrième article. Plusieurs complexes dalle orthotrope/revêtement ont été testés (différentes épaisseurs de platelage, revêtement béton bitumineux ou BFUP, différents moyens de connecter le BFUP), sous des chargements d'essieux réels conformes aux Eurocodes.

Parallèlement à ces expérimentations, d'importants travaux numériques ont été menés par l'IFSTTAR et Arcadis. Une première campagne de modélisation a été entreprise afin de modéliser finement différents complexes dalle orthotrope/revêtement. Comme dans les essais expérimentaux, plusieurs épaisseurs de tôle ont été testées avec différents revêtements (béton bitumineux ou BFUP) selon les modèles de charge des Eurocodes. Cette campagne numérique est présentée dans le dernier article relatif au projet Orthoplus, qui conclut sur des recommandations pour la modélisation de la dalle orthotrope avec son revêtement.

La réparation du pont d'Illzach

Le pont d'Illzach est un pont situé près de Mulhouse dans l'Est de la France franchissant le canal de Huningue. L'ouvrage est un pont à poutres latérales de type Warren d'environ 100 mètres de longueur avec un tablier à dalles orthotropes, recouvert initialement d'une couche de béton bitumineux.

Des inspections sur l'ouvrage ont révélées de nombreuses fissures au niveau des dalles orthotropes, principalement aux jonctions entre les augets et les pièces de pont. Cette pathologie de fatigue peut s'expliquer par diverses causes, l'absence de prise en compte de la fatigue lors de la conception de l'ouvrage, des dispositions constructives de la dalle orthotropes anciennes et non appropriées (discontinuité des augets au droit des pièces de pont) et des soudures de qualité médiocre. Ces soudures n'ont également pas été reprises au cours du lourd entretien de 1996.

Étant donné que le nombre de fissures augmentait rapidement au cours du temps, le Conseil Général du Haut Rhin, gestionnaire de l'ouvrage, avait décidé soit de réparer soit de remplacer l'ouvrage.

Des solutions de remplacement du tablier ont tout d'abord été proposées. Ces solutions étaient coûteuses et le temps de fermeture de la route important, conduisant alors à se tourner vers une solution de réparation innovante, dans la continuité du projet de recherche ANR-Orthoplus.

La réparation a donc été réalisée selon le procédé ORTHODALLE développé par Eiffage Travaux Publics, lauréat de l'appel à projets d'innovation routière de 2010. Ce procédé consiste à remplacer le revêtement bitumineux par une dalle en Béton Fibré Ultra Performant (BFUP), constituée d'éléments préfabriqués connectés au platelage avec des goudons de type Nelson. Les travaux et une partie des calculs d'exécution ont été réalisés par Eiffage Travaux Publics et par Eiffage Construction Métallique. L'autre partie des calculs a été réalisée par le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM).

Cette solution de réparation a l'avantage de prolonger la durée de vie de l'ouvrage en réduisant les contraintes dans les parties métalliques, à un coût moindre qu'une solution de remplacement du tablier, et avec un temps réduit de restriction de circulation.

La réparation relevant d'un chantier expérimental lauréat d'un appel à projet d'innovation, le Réseau Scientifique et Technique du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie a contrôlé les différentes phases de la réparation et assure un suivi régulier de l'ouvrage depuis sa remise en service. Le CETE de l'Est et le Sétra sont intervenus dans les phases d'études, de travaux et dans l'interprétation de l'instrumentation qui a été mise en place sur l'ouvrage.

Le sixième article de ce bulletin présente cette réparation, en revenant sur les points majeurs : désordres observés, principe de la réparation, programme expérimental, études d'exécution, travaux, contrôle et suivi.

Analyse de cycle de vie des dalles orthotropes

Le dernier article de ce bulletin ouvrages d'art est consacré à une analyse portant sur le cycle de vie et les impacts environnementaux des différentes solutions de revêtement des dalles orthotropes, étude menée à l'IFSTTAR à l'issue du projet Orthoplus.

Le Calcul à la fatigue dans les tabliers métalliques à dalle orthotrope

Catégorie de détails, conception, pathologie et réparation

Daniel BITAR - CTICM

Introduction

Les tabliers métalliques à dalle orthotrope sont apparus dans les années 1930 en Allemagne. Ils ont été conçus pour offrir une solution économique de remplacement rapide de ponts détruits durant la guerre. Le progrès de la sidérurgie sur des aciers de plus en plus performants et le développement important de la construction métallique pour fournir et garantir une fabrication de haute qualité (découpage, pliage, soudage, contrôles, tolérances...) ont permis à cette technologie de devenir très populaire en Europe, en Asie et aux Etats Unis. De grands ouvrages en France ont été réalisés avec des tabliers métalliques orthotropes : pont de Normandie, viaduc de Millau, ouvrages mobiles comme le pont François 1^{er} au Havre, Gustave Flaubert à Rouen ou très récemment le Pont de Recouvrance à Brest.

Les trois éléments majeurs d'une dalle métallique orthotrope (Figures 1a et 1b) sont :

- 1 - La tôle de platelage (épaisseur 10 à 18 mm) assure à la fois le rôle d'une semelle supérieure des poutres principales (I ou caissons) vis-à-vis de la flexion générale, d'une semelle supérieure pour les augets vis-à-vis de la flexion locale entre les pièces de ponts, de répartiteur des charges locales dans le sens transversal et de semelle supérieure des pièces de ponts ;
- 2 - Les augets qui assurent le raidissage de la tôle et la résistance à la flexion locale. Les augets ont aujourd'hui une forme trapézoïdale, une épaisseur de 6 à 10 mm, une hauteur de 200 à 350 mm, et leur espacement est compris entre 450 et 750 mm. Pour des raisons de résistance en fatigue, les augets sont continus au niveau des pièces de pont qu'ils traversent par des découpes soigneusement définies (cf. Figure 10), alors qu'ils pouvaient autrefois être discontinus et soudés contre l'âme de la pièce de pont.

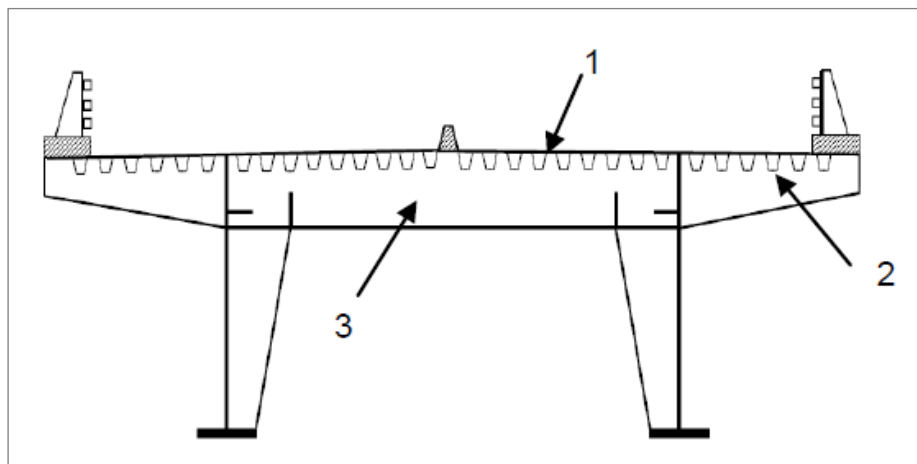


Figure 1a : coupe transversale d'un tablier métallique à dalle orthotrope

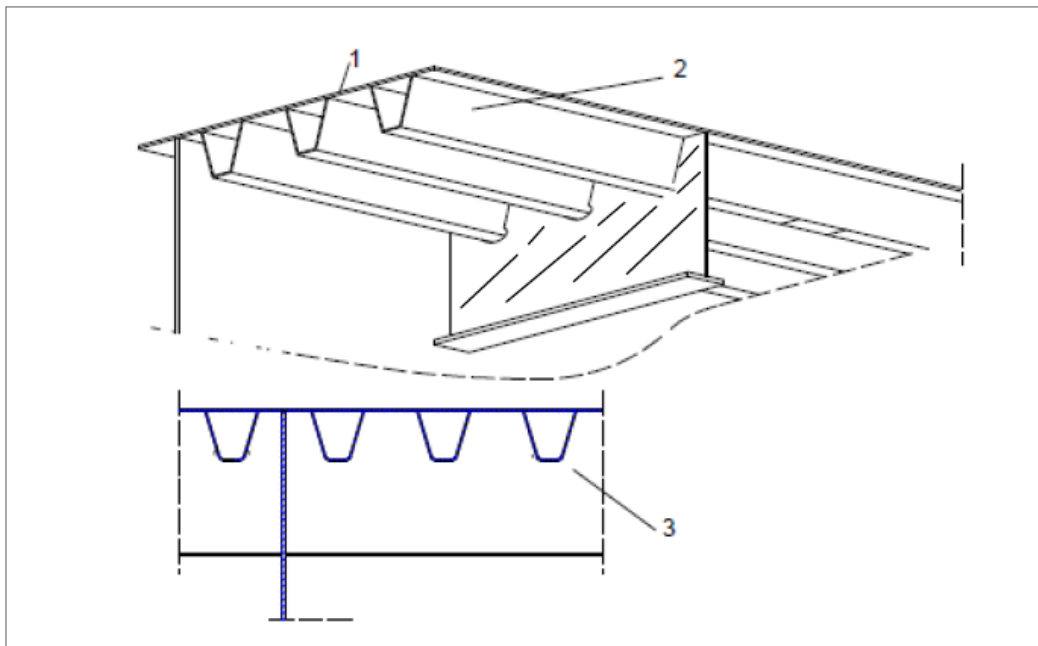


Figure 1b : éléments constitutifs d'une dalle orthotrope,
1 : tôle de platelage, 2 : auget, 3 : pièce de pont

3 - Les pièces de pont (espacement 3 à 4 mètres et épaisseur de l'âme 12 à 20 mm) assurent à la fois les appuis des augets vis-à-vis de la flexion locale et le report des charges en flexion transversale vers les poutres principales.

L'assemblage par soudage de ces éléments et l'importance des variations de contraintes dans les assemblages sous charges de trafic, rendent les dalles orthotropes particulièrement sensibles à l'endommagement par fatigue. Le sujet est très vaste, on se limitera ici aux détails dimensionnant dans les tabliers métalliques à dalle orthotrope à augets trapézoïdaux.

Depuis 1980, le calcul à la fatigue des ponts métalliques a fait l'objet de plusieurs documents : recommandations [1], normes [2,3], guide et règles [4,5] et publications [6,7,8]. Nos propos s'adresse à des ingénieurs ou chercheurs familiarisés avec les différentes notions liées au calcul à la fatigue (Catégorie de détail, courbes S-N, étendue de contrainte, dommage, contrainte nominale, contrainte géométrique, démarche de vérification à la fatigue). Si ce n'est pas le cas, les références [1] et [4] permettent de rappeler ces notions.

Cet article présente un état de l'art sur la conception et la vérification des assemblages les plus sensibles à la fatigue, en s'appuyant sur la caractérisation issue des travaux les plus récents et en guidant les choix des projeteurs vers les conceptions les plus sûres. Nous terminons par des indications sur la réparation des fissures des tabliers à dalle orthotrope.

Assemblages sensibles à la fatigue dans les dalles orthotropes

Soudure auget - tôle de platelage

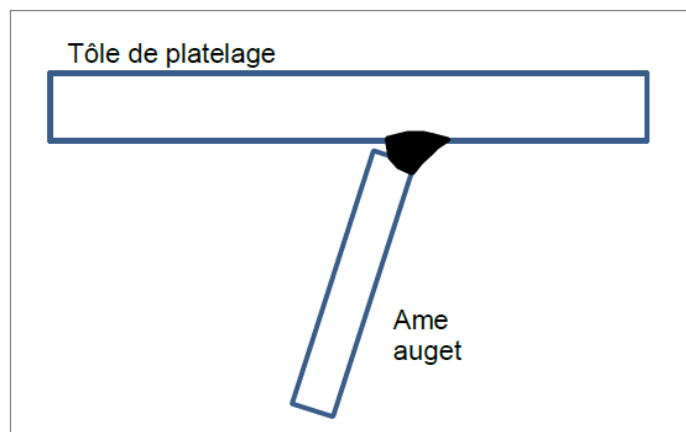


Figure 2 : soudure Auget - Tôle de platelage

L'assemblage ou plutôt la soudure auget - tôle de platelage (Figure 2) constitue le détail le plus important dans les ponts à dalle métallique orthotrope. L'étendue des soudures pouvant atteindre 30 à 50 fois la longueur du pont (à titre d'exemple, les soudures des augets présentent une longueur de près de 50 km sur le pont de Normandie !), il est d'importance d'étudier et de dimensionner correctement cette attache afin d'éviter la moindre défaillance vis-à-vis de la fatigue. Les conséquences sur la durabilité du tablier et la durée de vie de l'ouvrage explique le nombre très important de recherches et d'essais réalisés pour comprendre le comportement à la fatigue de ce détail. Kolstein [9] a recensé entre 1974 et 2000 près de 245 essais de laboratoire pour étudier et définir la résistance à la fatigue de l'assemblage auget-tôle de platelage.

Les contraintes sollicitant ce détail sont dues essentiellement à la flexion locale.

Les contraintes à l'origine de la propagation de fissures sont les contraintes dans chaque paroi comme le montre la Figure 3.

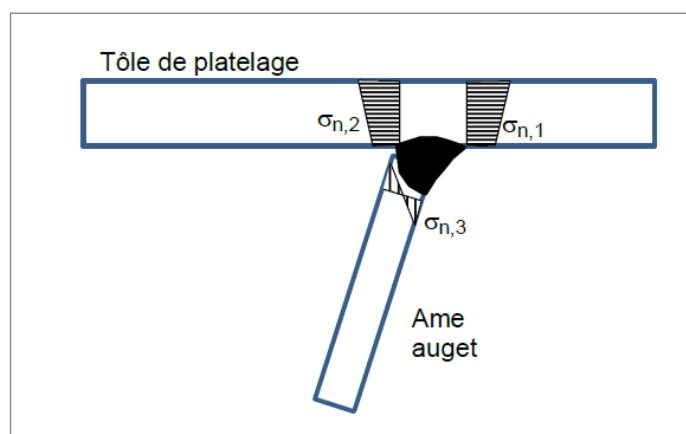


Figure 3 : contraintes à prendre en compte pour calculer l'endommagement par fatigue

Les contraintes (Figure 4) doivent prendre en compte les deux modèles de flexion. Le premier modèle (a) est le modèle local d'un portique constitué de la tôle de platelage et des parois des augets.

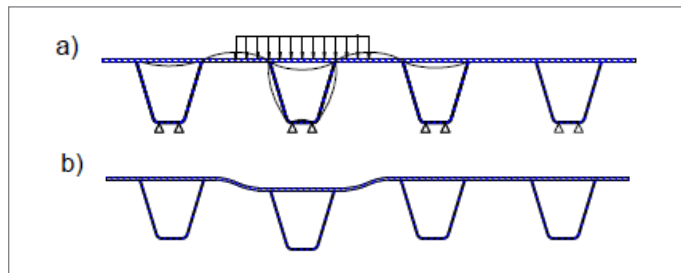


Figure 4 : a) modèle permettant de calcul des contraintes ;
b) mode de flexion à considérer

Les contraintes obtenues à partir du modèle (a), en particulier pour la tôle de platelage, sont à corriger s'il y a lieu en considérant les contraintes issues de l'analyse du modèle en panneau (b). Ce modèle en panneau prend en compte le caractère orthotrope de la dalle, c'est-à-dire les rigidités longitudinale et transversale de la dalle orthotrope. Ce modèle permet d'obtenir la distribution des charges entre les augets suite à la flexion différentielle. Pour ce cas, un modèle en grillage de poutre à caractéristiques flexionnelles et torsionnelles adéquates permet d'obtenir les contraintes transversales surtout dans la tôle de platelage. Les contraintes dues à la flexion des pièces de pont sont en général négligeables pour ce détail.

Les fissures observées (Figure 5) démarrent au pied du cordon de soudure et se propagent en dehors de la zone de fusion. Outre l'intensité des contraintes, la cause principale de ces fissures [9] est le manque de pénétration et le manque de transition dans la finalisation de la soudure surtout en cas de soudure manuelle avec arrêt et reprise sans précaution et disposition appropriée.

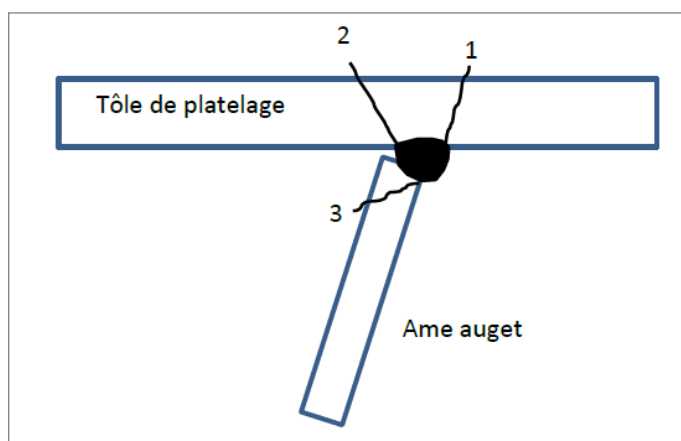


Figure 5 : fissure de fatigue à la jonction auget-tôle de platelage

Pour le calcul à la fatigue, l'EN 1993-1-9 [2] indique une catégorie de détail de 71 pour ces trois types de fissure, à condition (Figure 6) d'avoir un accostage inférieur à 2 mm, une gorge de soudure supérieure à l'épaisseur de l'auget et de garantir une pénétration sur toute l'épaisseur de l'âme de l'auget diminué de 2 mm.

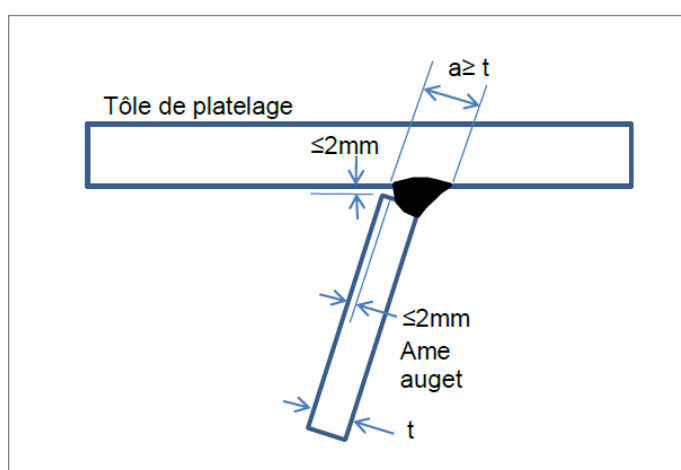


Figure 6 : exigences de l'EN1993-1-9 pour un détail 71

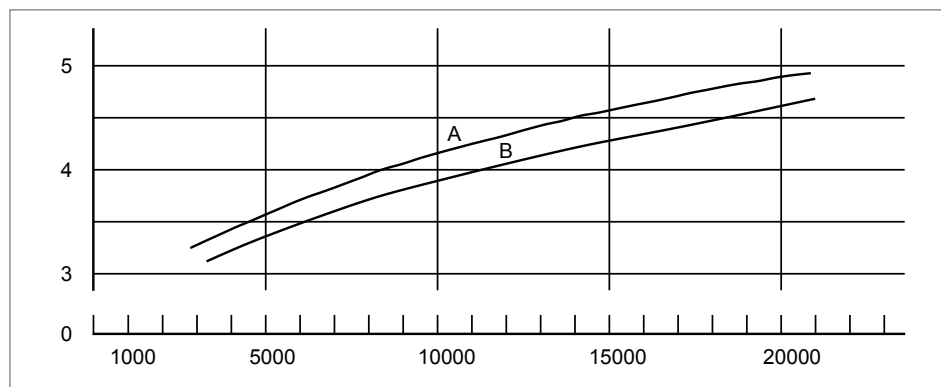
Plusieurs voies d'amélioration sont à la disposition des concepteurs pour éviter ces fissures et ainsi accroître la résistance à la fatigue.

L'Approche EN1993-2 [3]

Pour éviter ces fissures et ne pas se préoccuper d'une vérification à la fatigue du détail, l'EN1993-2 ajoute aux conditions d'exécution ci-dessus les dispositions constructives suivantes à respecter :

La rigidité des augets (y compris tôle de platelage) sous voie lente est à définir en fonction de l'espacement des pièces de pont en respectant les valeurs minimales données par les courbes A ou B de la Figure 7. La courbe B s'applique aux raidisseurs situés sous la voie de circulation soumise aux charges les plus élevées, et à moins 1,20 m d'une âme de poutre principale, pour les autres augets on applique la courbe A ;

Espacement des pièces de pont [m]



moment d'inertie I_b des augets y compris la tôle de platelage [cm⁴]

Figure 7a : rigidités minimales des augets

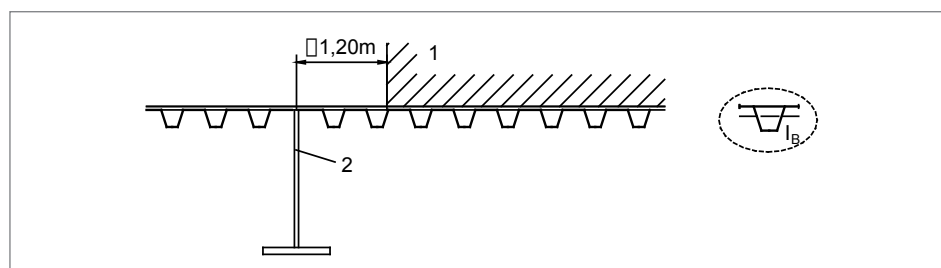


Figure 7b : localisation des augets

- b) L'épaisseur de la tôle de platelage doit être supérieure à 14 mm pour une épaisseur de béton bitumineux supérieure à 70 mm. En cas d'utilisation d'une couche d'épaisseur inférieure à 70 mm mais supérieure à 40 mm, l'épaisseur de la tôle de platelage est portée à 16 mm
- c) L'espacement entre les appuis de la tôle de platelage doit être ≤ 300 mm et ne pas dépasser 25 fois l'épaisseur de la tôle de platelage.

L'approche Kolstein [9] - Révision EN1993-1-9

Il s'agit d'améliorer et de garantir la pénétration, ceci en adoptant une procédure de soudage automatique avec une pénétration nominale garantie de 80 % (localement 50 % minimum) et en réduisant l'interstice d'accostage à 0,5 mm comme le montre la Figure 9. La catégorie de détail sera de 125 vis-à-vis des fissures de type 1 et 2 et de 100 pour les fissures de type 3 (cf. Figure 5).

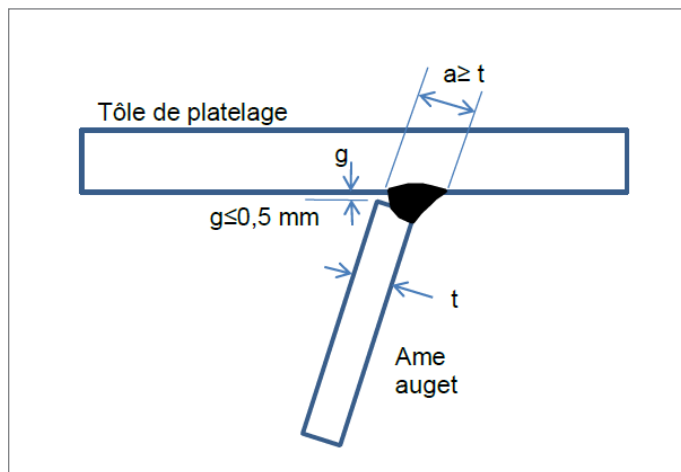


Figure 9 : conditions d'exécution pour améliorer le détail auget-tôle de platelage

L'approche Orthoplus [10]

Il s'agit de réduire directement les contraintes en faisant participer la couche de roulement en béton bitumineux ou en BFUP à la flexion locale.

Soudure auget-pièce de pont

Dans les années 1960, la facilité de fabrication a fait en sorte que les concepteurs ont conçu des ponts avec des augets discontinus soudés sur les pièces de pont ; l'absence de règle de calcul à la fatigue a eu pour conséquence que des ponts comme les ponts sur le Haseltal et sur le Sinhtal (RFA - 1960), le premier franchissement de la Severn (UK - 1960), le Viaduc de Richemont (France 1964-1966), le pont d'Illzach (France 1972) ont subi pratiquement le même type de désordre. Il s'agit de la fissuration à la jonction auget-pièce de pont (Figure 10).

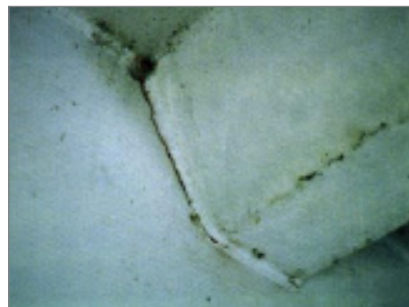


Figure 10 : fissuration de la jonction auget discontinu-pièce de pont

Depuis 1970, un nombre très important d'études théoriques et expérimentales ont permis d'aboutir à une évaluation satisfaisante de la résistance à la fatigue de cette zone et de proposer des dispositions constructives permettant d'éviter les fissures. Ces études ont montré la faiblesse et la fragilité des augets discontinus vis-à-vis de la fatigue. Dans les projets modernes, les augets sont toujours continus au travers des pièces de pont.

Pour les augets continus, l'âme de la pièce de pont peut être découpée avec ou sans lunule selon les deux situations a et b de la Figure 10 ci-dessous :

- a) Augets continus à travers de l'âme de la pièce de pont. L'âme est découpée sans lunule ;
- b) Augets continus à travers de l'âme de la pièce de pont. L'âme est découpée avec lunules.

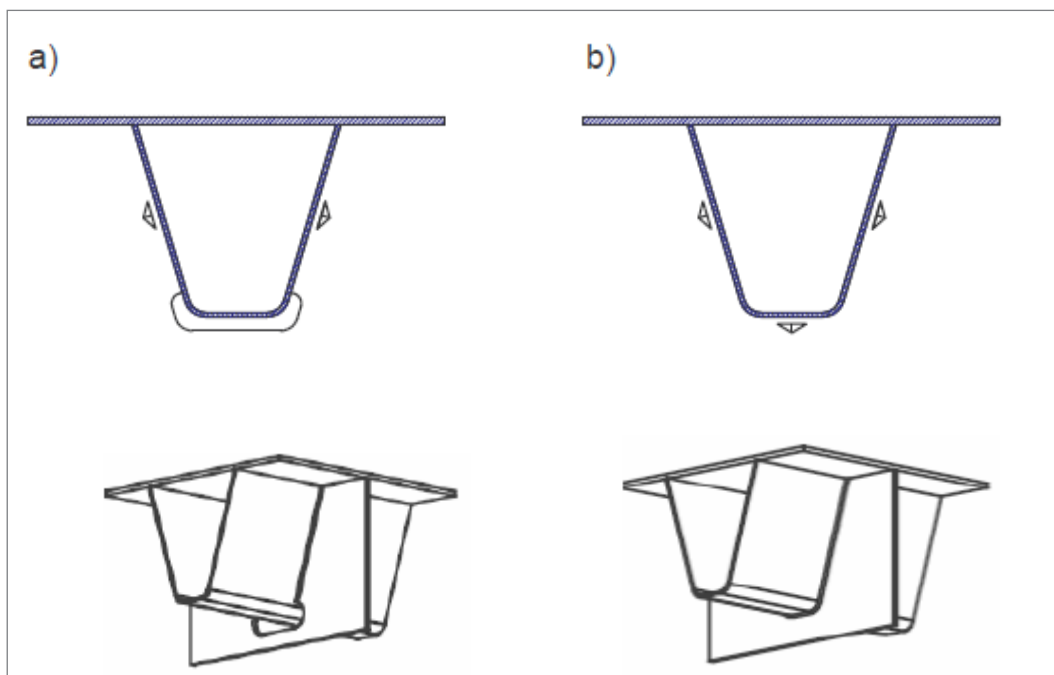


Figure 10 : découpe de l'âme de la pièce de pont a) avec lunule, b) sans lunule

Il convient dans ce cas de traiter les fissures dans l'auget et les fissures dans l'entretoise.

Fissures de fatigue dans l'auget - découpe âme sans lunule

Dans ce cas deux types de fissure sont à éviter (Figure 11) au niveau de l'intersection avec la pièce de pont :

- une fissure au niveau de la semelle inférieure de l'auget ;
- une fissure au niveau de l'âme de l'auget.

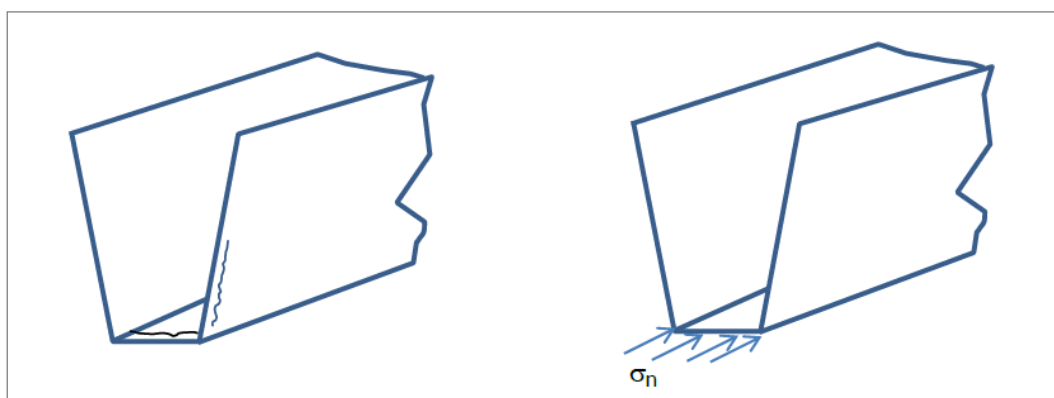


Figure 11 : fissure dans l'âme et la semelle de l'auget. Configuration d'auget continu et âme de la pièce de pont découpée sans lunule

Les essais et les études montrent que la limitation des fissures au niveau de la semelle de l'auget permet de se prémunir des fissures au niveau de l'âme. Il donc de contrôler la valeur des contraintes normales schématisées à la Figure 11. Ces contraintes sont dues principalement à la flexion locale de l'auget. Un modèle simple de poutre sur appuis rigides ou appuis élastiques permet d'obtenir ces contraintes (Figures 12a-b).

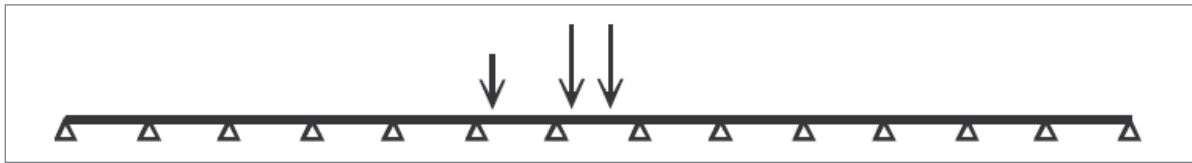


Figure 12a : modèle de calcul des contraintes normales dans l'auget dues à la flexion locale

De plus, il convient de tenir compte des contraintes globales dues à la flexion générale du tablier (Fig.14).

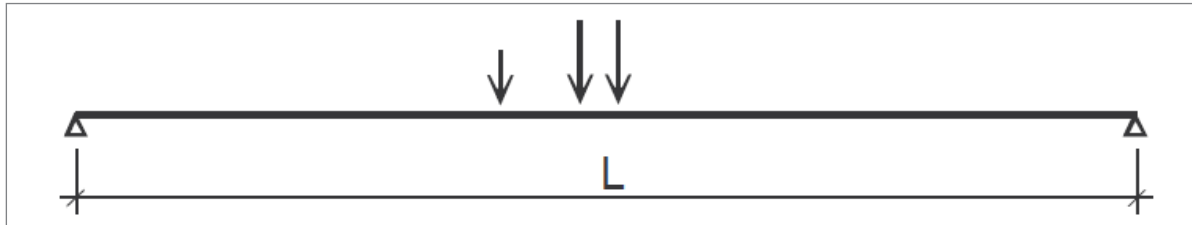


Figure 12b : modèle de calcul des contraintes normales dans l'auget dues à la flexion générale du tablier

La règle de combinaison est la suivante :

$$\sigma_{Ed} = \max (\sigma_{Ed,1} ; \sigma_{Ed,2})$$

$$\sigma_{Ed,1} = \sigma_{loc,d} + \psi \sigma_{glob,d}$$

$$\sigma_{Ed,2} = \psi \sigma_{loc,d} + \sigma_{glob,d}$$

σ_{Ed} est la valeur de calcul de la contrainte dans l'auget sous les effets combinés de la charge locale $\sigma_{loc,d}$ et de la charge totale $\sigma_{glob,d}$

$\sigma_{loc,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte exercée au niveau du raidisseur, due à la charge locale ;

$\sigma_{glob,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte exercée au niveau du raidisseur, due aux charges appliquées sur le pont provenant d'un ou de plusieurs poids-lourds (convoi de fatigue).

ψ est un coefficient de combinaison

Le coefficient de combinaison dépend de la portée, comme le montre la Figure 13.

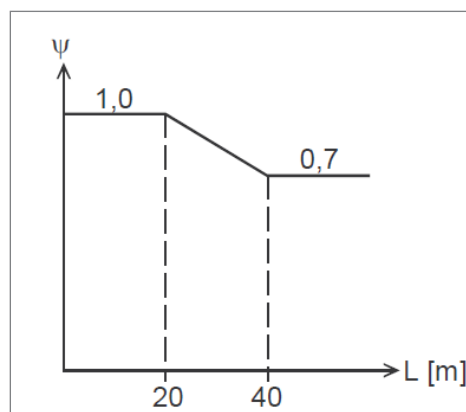


Figure 13 : coefficient de combinaison des contraintes locales et globales [3]
en fonction de la portée

En se basant sur la contrainte nominale calculée à l'aide du modèle simple de poutre, la catégorie de détail est de 71 lorsque l'épaisseur de l'âme de la pièce de pont est supérieure à 12 mm. Pour des âmes plus minces ($t < 12$ mm) la catégorie de détail sera de 80.

Fissures de fatigue dans l'auget - découpe de l'âme de la pièce de pont avec lunules

Un risque de fissure dans l'âme de l'auget est également à contrôler lorsque l'âme est découpée avec lunules. La fissure part du pied du cordon et se propage dans l'âme de l'auget (Figure 14).

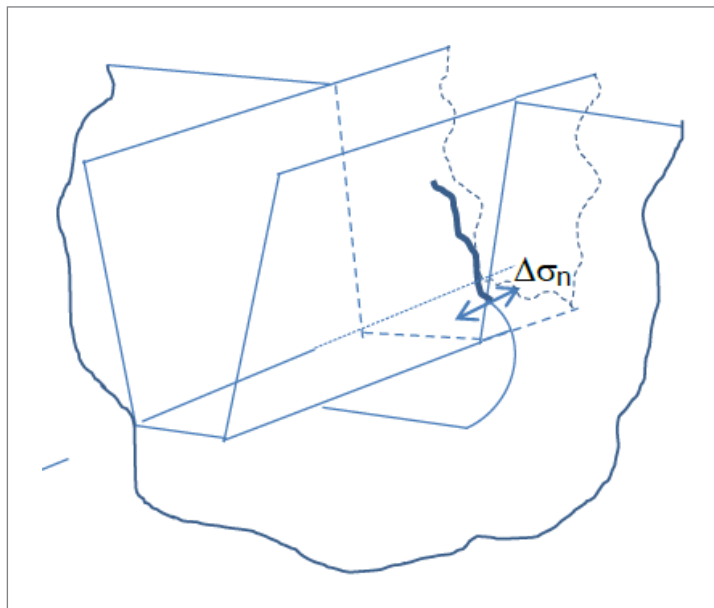


Figure 14 : fissure dans l'âme de l'auget. Configuration d'auget continu et entretoise découpée avec lunule

La démarche est identique au cas précédent pour déterminer les contraintes. L'EN1993-1-9 indique les mêmes valeurs de catégorie de détail : 71 lorsque l'épaisseur de l'âme est supérieure à 12 mm et 80 pour une épaisseur inférieure ou égale à 12 mm.

Concernant la prise en compte de l'épaisseur de l'âme de la pièce de pont, les différentes recherches montrent que les fissures dans l'auget (pour une découpe avec ou sans lunules) sont influencées par les déformations relatives de l'auget (gauchissement et rotation) par rapport à la pièce de pont (Figure 15) :

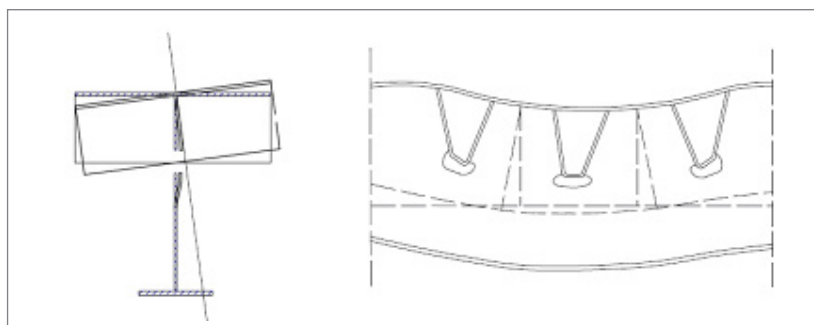


Figure 15 : rotation et distorsion de l'auget – flexion hors-plan et dans le plan de la pièce de pont [9].

Ces déformations sont d'autant plus bloquées que l'épaisseur de l'âme de la pièce de pont est élevée, d'où l'influence négative de son épaisseur sur la catégorie de détail (80 ou 71).

Enfin, les travaux récents [9] montrent qu'un type de fissure notée Type 3a à la Figure 16 peut se produire. On évoquera ce type au paragraphe 2.5.

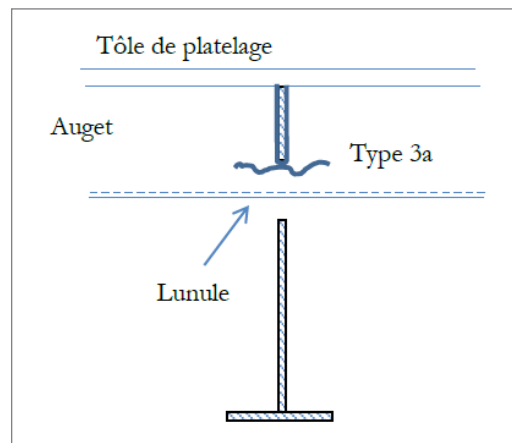


Figure 16 : fissure dans l'âme de l'auget. Configuration d'auget continu et âme de pièce de pont découpée avec lunules – fissure non recensée dans l'EN1993-1-9 [2]

Fissures de fatigue dans l'âme de la pièce de pont - découpe âme sans lunule

Les essais montrent que les fissures de fatigue dans l'âme partent à partir du pied de cordons de soudure exactement à partir du coin inférieur de l'auget (Figure 19).

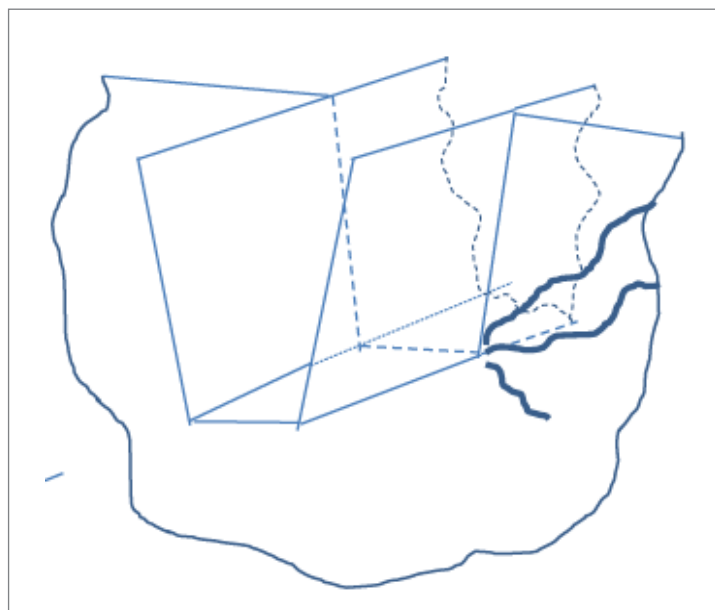


Figure 17 : fissure de fatigue dans l'âme de la pièce de pont - Configuration d'augets continus et découpe âme sans lunule

La catégorie de détail sera dans ce cas de 80, mais il y a lieu de noter que la valeur de 80 est à comparer avec la valeur de la contrainte nominale modifiée. La contrainte nominale modifiée est égale à la contrainte nominale multipliée par le facteur de concentration de contrainte k_f [2].

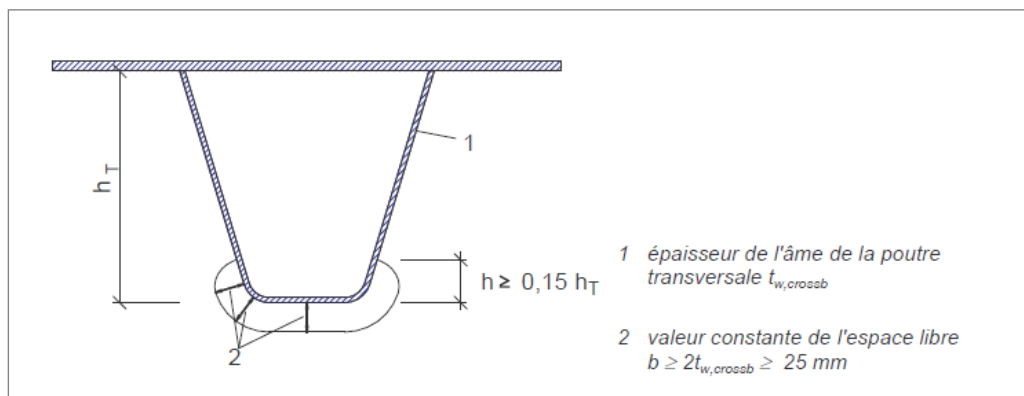
Devant la difficulté de définir d'une manière satisfaisante les contraintes nominales modifiées, nous recommandons d'éviter cette disposition et d'adopter des découpes dans l'âme avec lunules.

Fissures de fatigue dans l'âme de la pièce de pont - découpe de l'âme avec lunules

Des recherches importantes et des essais sont réalisés pour optimiser les formes des lunules. Il n'y a pas une solution unique qui couvre la totalité des dalles orthotropes. Une disposition efficace de découpe avec lunules pour un pont peut s'avérer insuffisante pour un autre pont.

L'EN1993-2 [3] recommande deux types de découpe de lunules selon le trafic (Figure 18).

a) Trafic routier



b) Trafic ferroviaire

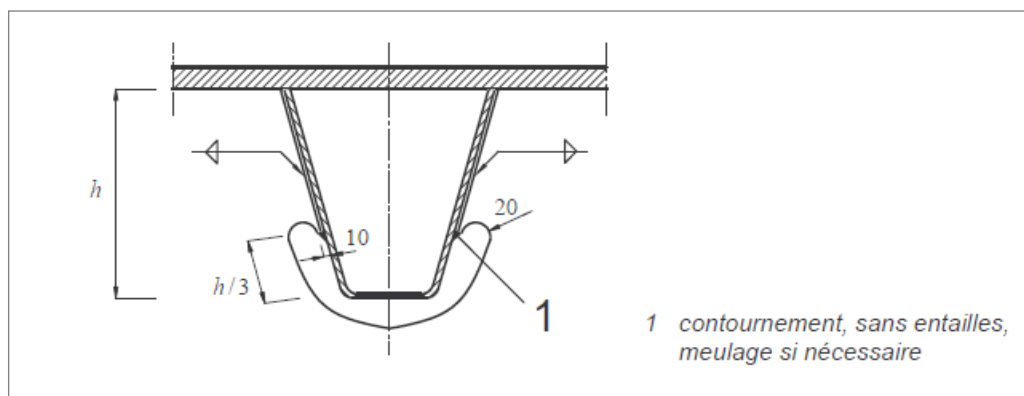


Figure 18 : configurations de découpe des lunules recommandées dans l'EN1993-2 [3]

La différence entre les deux découpes réside dans l'intensité des contraintes [9] :

La disposition **b) trafic ferroviaire** conduit à des contraintes principales moins importantes sur les bords de la lunule que la disposition **a) trafic routier**. Cette réduction de contrainte au prix d'une découpe sophistiquée est mise à profit pour autoriser un espacement des augets plus important pour les ponts ferroviaires par rapport aux ponts routes (espacement des augets 600 à 900 mm tableau C.1 [3] dans les ponts ferroviaires en comparaison à 600 mm pour les ponts routes C.1.2.2 [3]).

Deux types de fissures sont observés. La première part du pied du cordon et se propage dans l'âme de la pièce de pont. La fissure de type 2 est presque longitudinale et rejoint la section critique entre les lunules (Figure 19).

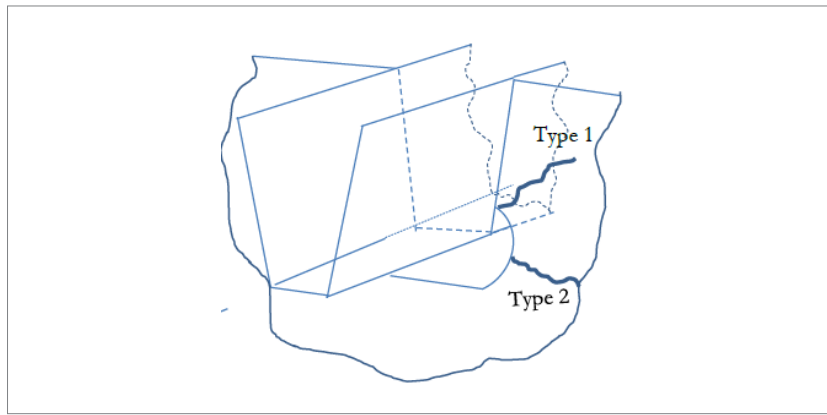
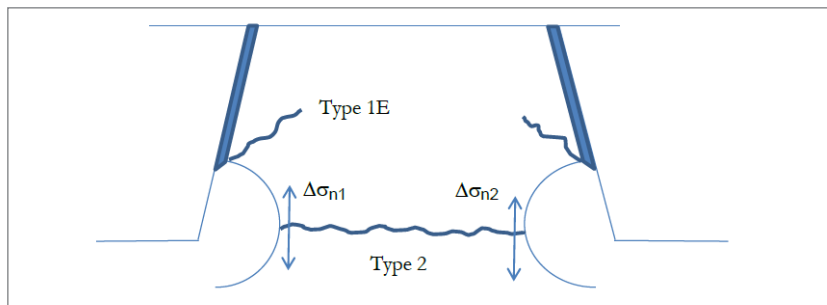


Figure 19 : fissures dans l'âme de la pièce de pont

Les fissures de Type 1E seront traitées au paragraphe 2.4



Pour les fissures de type 2, trois démarches peuvent être appliquées pour obtenir les contraintes :

1) Calcul des contraintes nominales à partir de la Résistance des Matériaux classique.

Dans ce cas on procède au calcul des contraintes normales à partir d'un modèle simple en considérant la pièce de pont comme une poutre échelle (Vierendeel) les montants sont articulés sur la tôle de platelage comme l'indique l'EN1993-2. La catégorie de détail sera dans ce cas de 71.

2) Calcul enveloppe avec la méthode forfaitaire de l'EN1993-2.

La catégorie de détail sera de 112 dans ce cas.

3) Calcul par éléments finis en se basant sur la contrainte géométrique.

La catégorie de détail sera 125 ou 80 [9] en fonction de la configuration du modèle Eléments Finis [modèle 2D avec chargement dans le plan (125) ou 3D avec un chargement longitudinal et transversal (80)].

Soudures de continuité des augets

Le troisième assemblage concerne la continuité des augets.

Pour la continuité des augets en atelier (cas très rare car les augets sont coupés à longueur entre joint de chantier) la continuité peut être assurée par une soudure pleine pénétration de deux côtés sans latte. La catégorie de détail est de 112 à 80 selon les conditions d'exécution [2]. En présence d'une latte (cas de continuité sur chantier) la soudure sera de pleine pénétration et sera réalisé d'un seul côté. La catégorie de détail ne dépasse pas 71 dans ce cas.

Dans le cadre de la révision de l'EN1993-1-9 [9], les recherches et essais de laboratoire ont montré que la résistance à la fatigue peut être améliorée en adoptant une latte raidisseur comme le montre la Figure 20.

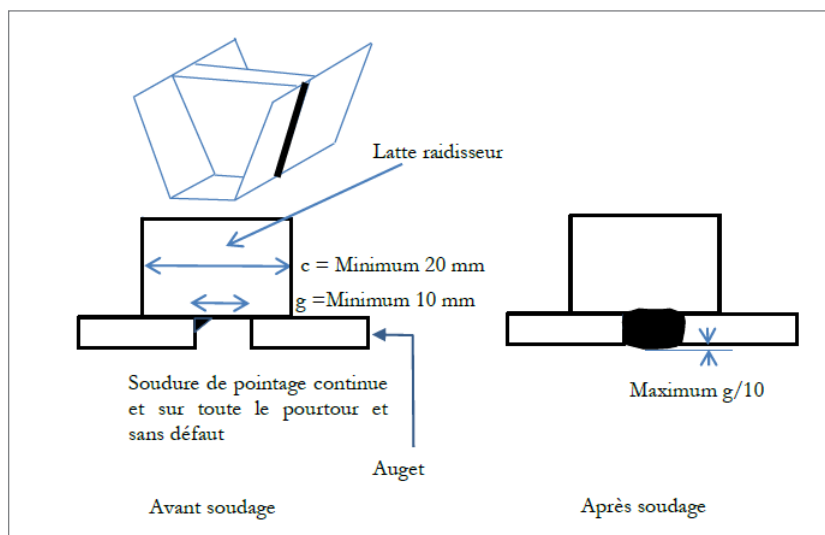


Figure 20 : continuité des augets par l'utilisation d'une latte raidisseur

En réalisant cette disposition on améliore le détail vis-à-vis de la fatigue et on arrive à une catégorie de détail de 112.

Fissures à vérifier par le calcul de la contrainte géométrique

Deux fissures sont difficilement analysables par le calcul classique de la Résistance des Matériaux (Figures 21a et 21b) :

- Fissure dans l'âme de l'auget à la jonction de l'extrémité de la lunule Fissure Type 3a

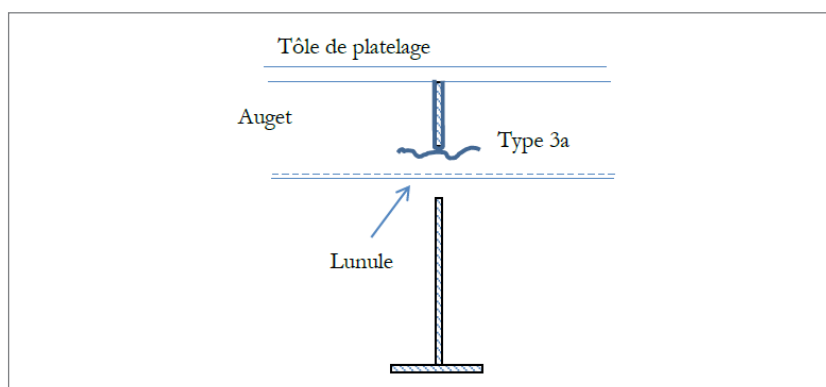


Figure 21a : fissure dans l'âme de l'auget

- Fissure dans l'âme de la pièce de pont au pied de cordon de soudure âme auget/entretoise

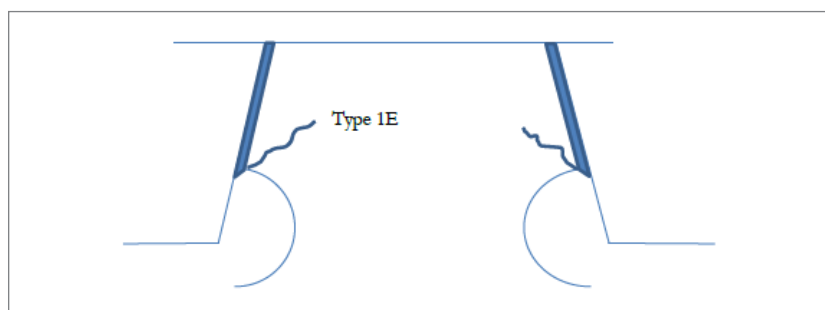


Figure 21b : fissure dans l'âme de la pièce de pont

La méthode de calcul aux éléments finis est la plus simple à appliquer pour obtenir les contraintes géométriques (contrainte au point chaud). Très succinctement, il s'agit de procéder à un maillage fin près du pied de cordon de soudure. Cette contrainte peut être calculée à l'aide d'un programme aux éléments finis dans lequel le cordon

de soudure n'est pas modélisé puisque la concentration de contrainte qu'il induit est prise en compte implicitement dans les courbes de résistance à la fatigue. La démarche demande une modélisation fine afin de procéder à l'extrapolation au droit du pied de cordon comme le montre la Figure 23 [13].

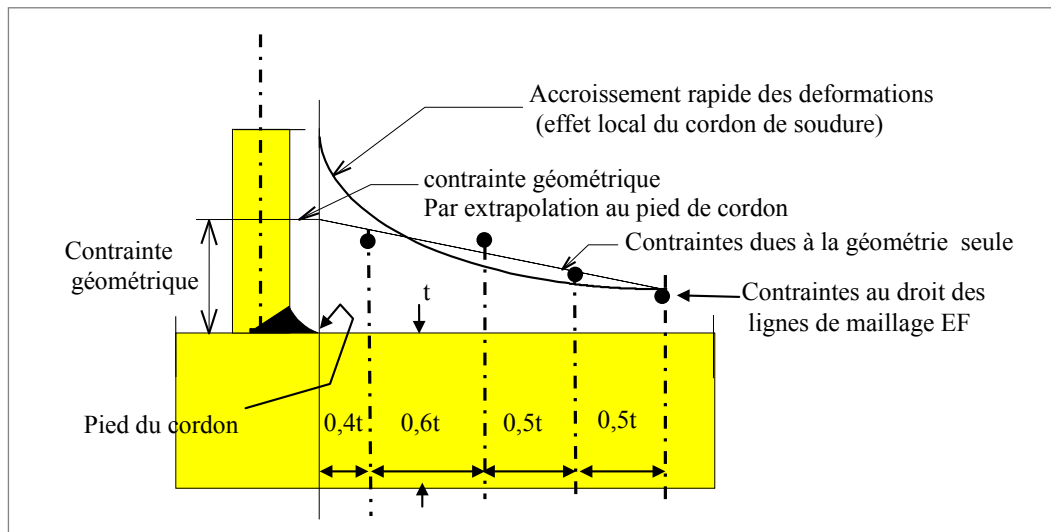


Figure 23 : principe de calcul par EF de la contrainte géométrique

Dans la Figure 23 :

- les lignes pointées représentent le maillage forcé pour limiter la taille des éléments finis et garantir une réponse numérique satisfaisante ;
- les points représentent la valeur de la contrainte normale à l'endroit de chaque ligne (contrainte nodale).

Conception

Dans les paragraphes précédents nous avons rappelé les bonnes dispositions constructives à adopter pour les dalles orthotropes ; celles-ci sont données dans l'EN1993-2 annexe C et l'EN1993-1-9. En particulier il y a lieu :

- d'adopter des augets continus à travers les âmes des pièces de pont ;
- d'adopter des découpes de lunules dans l'âme de la pièce de pont pour assurer la continuité des augets. En revanche, il convient d'éviter la présence de trou de souris dans l'âme de la pièce de pont à la jonction auget-tôle de platelage telle la montre la Figure 24 ;

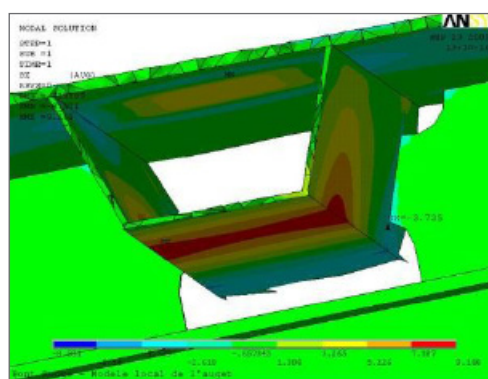


Figure 24 : à proscrire : les trous de souris en partie haute de l'âme de la pièce de pont à la jonction auget-tôle de platelage

- d'assurer la continuité des augets par des lattes raidisseurs au lieu de lattes souples ; par ailleurs il faut positionner les joints de chantier des augets à une distance adéquate des pièces de ponts. Une valeur de $0,1b$ est courante (b étant l'espacement des pièces de pont - 3,5 à 4 mètres) ;
- d'assurer une pénétration garantie de 80 % des soudures auget-tôle de platelage.

Enfin, il est également très intéressant d'intervenir directement sur la réduction des niveaux de contrainte en adoptant et en appliquant les conclusions du projet Orthoplus.

Réparation

Les fissures dans la tôle de platelage et les augets ne sont pas de nature à entraîner la ruine de l'ouvrage. Deux familles de réparation sont à différencier :

La réparation locale de défauts locaux

Lorsque la conception générale est satisfaisante vis-à-vis de la fatigue, il est possible de procéder à des réparations locales des fissures qui peuvent apparaître suite à des défauts non structurels. C'est le cas de fissures à la jonction auget-tôle de platelage localisées. À titre d'exemple la procédure de réparation d'une fissure dans la tôle de platelage sur une longueur limitée peut se faire en 4 étapes :

- nettoyage et préparation de la surface à l'endroit de la fissure ;
- chanfreinage et grugeage des tôles ;
- soudage bout-à-bout en pleine pénétration ;
- meulage de la soudure.

On peut envisager [7, 12] de mettre une plaque additionnelle pour contenir la fissure si la fissure reste dans la tôle de platelage. Si la fissure interfère avec l'auget, on pourra remplacer un tronçon d'auget équipé de son platelage afin de s'éloigner suffisamment de la zone de défaut.

Réparation généralisée suite à des fissures de fatigue

Lorsque les dispositions constructives ne permettent pas de résister à la fatigue, il y a lieu d'adopter des réparations ou des renforcements ayant pour effet de diminuer l'étendue de contrainte [11]. Ceci n'exclut pas de remplacer les cordons de soudure fissurés et de réparer la totalité des fissures dans la tôle de platelage.

Une possibilité est alors d'augmenter l'épaisseur du revêtement, voire de changer sa nature. Mais cette solution impose d'utiliser des revêtements épais, donc lourds, ce qui n'est pas toujours acceptable par l'ouvrage. La solution étudiée dans le cadre du projet Orthoplus et utilisée sur le pont d'Illzach (Figure 25) évite cet inconvénient. En effet, le recours à un BFUP a permis de réduire à 50 mm l'épaisseur du revêtement (contre 70 mm avec un béton bitumineux), tout réduisant significativement les étendues de contrainte dans les assemblages. Cette réparation est présentée dans l'article [10] et suivant du présent BOA.



Figure 25 : la réparation du pont d'Illzach

Bibliographie

- [1] Recommandations de la CECM pour la vérification à la fatigue des structures acier, Revue Construction Métallique, n° 1, 1987.
- [2] NF EN 1993-1-9, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1.9 : Fatigue, 2005.
- [3] NF EN 1993-2, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 2 : Ponts métalliques, 2007.
- [4] Sétra-CTICM-SNCF : Ponts métalliques et mixte - Résistance à la Fatigue - Guide de conception et de justification - 1996.
- [5] SNCF : Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Livret 2.01, 1995.
- [6] Jacob B. - Fatigue des ponts métalliques routiers, cas des dalles orthotropes : Journée d'étude de la fatigue dans les ouvrages d'art, Annales de l'ITBTP, n° 478, 1989.
- [7] Mehue P. - Fissures de fatigue dans les viaducs métalliques démontables, 13^e Congrès AIPC, Helsinki, 6-10 juin 1988.
- [8] Chabrolin B. - Comptage de cycles de fatigue - Méthode de la goutte d'eau - Revue Construction Métallique n° 4 1989 et (n° 1 - 1990 - erratum).
- [9] Kolstein M. H. - Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, Thèse, TU Delft, 2007.
- [10] Fyon S. et al. La réparation du pont d'Ilzach, Bulletin Ouvrage d'Art, n°xx, 2014.
- [11] Le Quéré C. et al. Projet orthoplus chapitre 1C : Retour d'expérience sur les ouvrages à dalle orthotrope et sur leur réparation, Projet ANR n° xxxx, 2006-2010.
- [12] Mehue P. - Les platelage métalliques en dalle orthotrope - Bulletin Ponts Métalliques - OTUA - N° 21, 2002.
- [13] Bitar D. et al. Conception avancée des ponts métalliques et mixtes, cours ENPC - GCE - ch. Calcul à la rupture et fatigue.

Propriétés mécaniques des revêtements bitumineux

Simon *POUGET* - EIFFAGE, Cédric *SAUZEAT* - ENTPE, Hervé *DI BENEDETTO* - ENTPE,
François *OLARD* - EIFFAGE

Cet article propose une étude sur l'influence des propriétés mécaniques des revêtements bitumineux utilisés sur ouvrages orthotropes et sur le comportement de ces structures de pont. Ces développements ont été réalisés dans le cadre du projet Orthoplus alimenté notamment par les travaux issus de la collaboration entre EIFFAGE Travaux Publics et le Département Génie Civil et Bâtiment (DGCB) de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE), [1-12].

Cet article traite de la caractérisation, dans le domaine des petites déformations du comportement viscoélastique linéaire, des revêtements de pont à dalle orthotrope étudiés à savoir les matériaux constituant le revêtement du viaduc de Millau (Figure 1). On présente également de présenter l'essai de flexion 5 points, utilisé pour dimensionner les revêtements de pont à dalle orthotrope ainsi qu'une modélisation éléments finis.

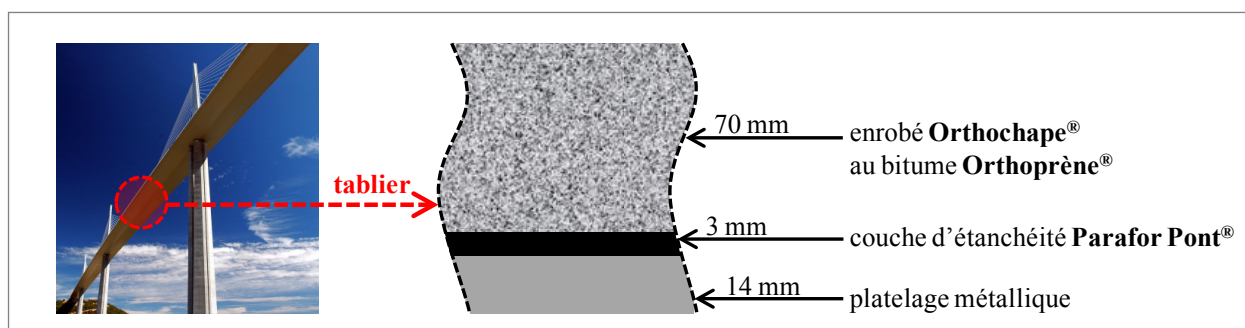


Figure 1 : composition du tablier du viaduc de Millau

Les matériaux bitumineux

Matériaux testés

Trois matériaux ont été considérés (Figure 1), l'enrobé Orthochape®, qui constitue la couche de roulement du viaduc de Millau, le bitume Orthoprène® qui entre dans la composition de l'enrobé Orthochape® et la couche de liaison Parafor Pont®.

BBSG Orthochape® au liant Orthoprène®

L'enrobé a été formulé de façon à présenter une grande souplesse afin d'épouser sans dommage les déformations de flexion, mais il doit aussi très bien résister à l'orniérage. Ceci a nécessité l'utilisation d'un liant fortement modifié par des polymères. En outre, il doit satisfaire l'objectif de macrotexture, paramètre essentiel pour l'adhérence.

Le choix de l'ossature granulaire - amphibolite Arvieu - du BBSG (Béton Bitumineux Semi Grenu) 0/10 et de sa teneur en liant est effectué, dans le contexte local du chantier.

La formule retenue pour l'enrobé Orthochape® est la suivante :

- 6/10 Arvieu : 25 %
- 4/6 Arvieu : 20 %
- 2/4 Arvieu : 20 %
- 0/2 Arvieu : 33 %
- Filler : 2 %
- Bitume polymère : 5,8 ppc

Le squelette granulaire, de type BBSG 0/10 est très classique. L'originalité dudit enrobé Orthochape® réside dans sa grande déformabilité et sa durabilité qui sont héritées du liant Orthoprène®.

Bitume Orthoprène®

Le bitume Orthoprène® est un bitume mou spécifique, très fortement modifié aux polymères SBS (avec procédé de réticulation EIFFAGE Travaux Publics). Ce liant présente une phase continue SBS (du fait du pourcentage très élevé en SBS > 7 %) lui conférant, des performances hors-norme.

Couche de liaison/étanchéité Parafor Pont®

La membrane Parafor Pont®, produite par la société Siplast, est utilisée sur le viaduc de Millau pour assurer l'étanchéité mais également une bonne liaison mécanique entre le revêtement Orthochape® et la tôle de platelage en acier. Ce matériau (Figure 2) est principalement composé de mastic bitumineux fortement modifié en polymère autour d'une armature en polyester de densité 180 gm².

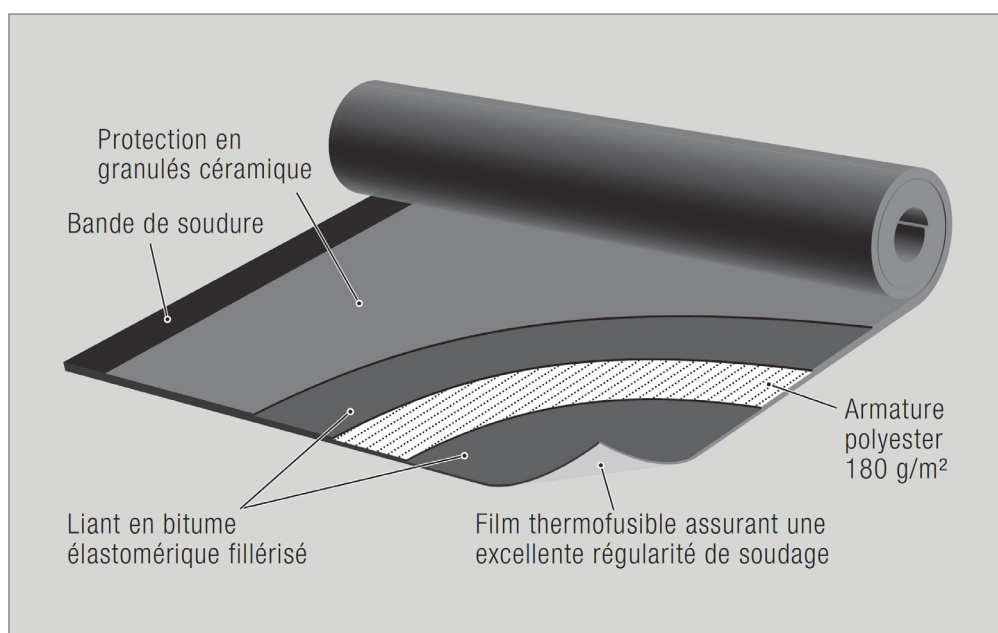


Figure 2 : schéma de la membrane Parafor Pont®

Essais de module complexe utilisés

Essai monodimensionnel en cisaillement sur bitume

Les essais de module complexe sur bitumes ont été réalisés au laboratoire central de recherche d'EIFFAGE Travaux Publics à Corbas (69). L'appareil utilisé (Figure 3) est un rhéomètre plan-plan, aussi appelé DSR (Dynamic Shear Rheometer). Ces essais de cisaillement ont été réalisés avec un entrefer (épaisseur du film de bitume) de 1 mm sur un domaine de fréquence de 1 Hz à 100 Hz pour des températures comprises entre -30 °C et 70 °C. Le temps de stabilisation appliqué entre chaque palier de température est de 15 minutes.

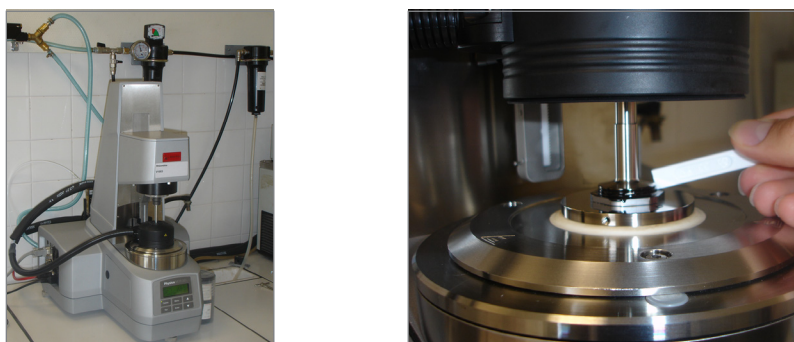


Figure 3 : photographies du DSR du laboratoire EIFFAGE Travaux Publics et préparation d'un échantillon de bitume [Olard et Chabert 2008]

On obtient ainsi le module complexe de cisaillement G^* qu'il est possible de convertir en module complexe E^* en faisant l'hypothèse d'isotropie ($\nu = 0.45$).

Essai monodimensionnel en cisaillement sur le matériau Parafor Pont®

L'essai de cisaillement annulaire a été développé en 2002 à l'ENTPE [26]. Cet essai permet de solliciter des éprouvettes de taille importante par rapport à celles utilisées sur les appareils existants (par exemple DSR), développant ainsi des possibilités d'essais sur des matériaux allant du liant seul au mastic, voire au sable bitumineux et dans notre cas à la membrane d'étanchéité Parafor Pont®. La particularité de l'essai de cisaillement annulaire est d'avoir des éprouvettes de forme annulaire à section réduite permettant d'appliquer dans la partie centrale de l'éprouvette un champ de contrainte de cisaillement ou de distorsion quasi homogène [26].

Un cisaillement est appliqué sur un cylindre creux de matériau bitumineux, à différents couples température-fréquence. Dans le domaine viscoélastique linéaire (faible niveau de déformations), le module complexe de cisaillement G^* peut être calculé à partir de la mesure de la contrainte de cisaillement et de la distorsion. Le cylindre creux a les dimensions suivantes : 5 mm d'épaisseur, 105 mm de diamètre extérieur et 40 mm de hauteur (Figure 4). L'éprouvette cylindrique de matériau bitumineux est sollicitée par un déplacement axial et sinusoïdal du cylindre externe par rapport au cylindre interne, grâce à une presse hydraulique. Les cylindres étant adhérents au matériau à tester, l'éprouvette est sollicitée en cisaillement annulaire suivant l'axe vertical de la presse.

La distorsion de l'éprouvette est fournie par trois capteurs de déformation (extensomètres) placés à 120° autour de l'éprouvette (Figure 4), mesurant le déplacement entre le cylindre creux externe et le noyau interne via des tiges fixées sur les branches des capteurs. Lorsque le pilotage est en mode de déformation, celui-ci s'effectue sur la moyenne des trois extensomètres. Deux capteurs de force complètent le dispositif :

- un capteur de capacité ± 50 kN pour les basses températures (modules élevés) ;
- un capteur de capacité ± 200 N pour les hautes températures (modules faibles).

Un dispositif d'accouplement « by-pass » développé par Delaporte et al. [24] permet le passage d'un capteur à l'autre sans avoir à démonter l'échantillon durant toute la durée de l'essai. Ce système permet la réalisation d'essai de module complexe sur une large gamme de températures (de -30 °C à 80 °C).

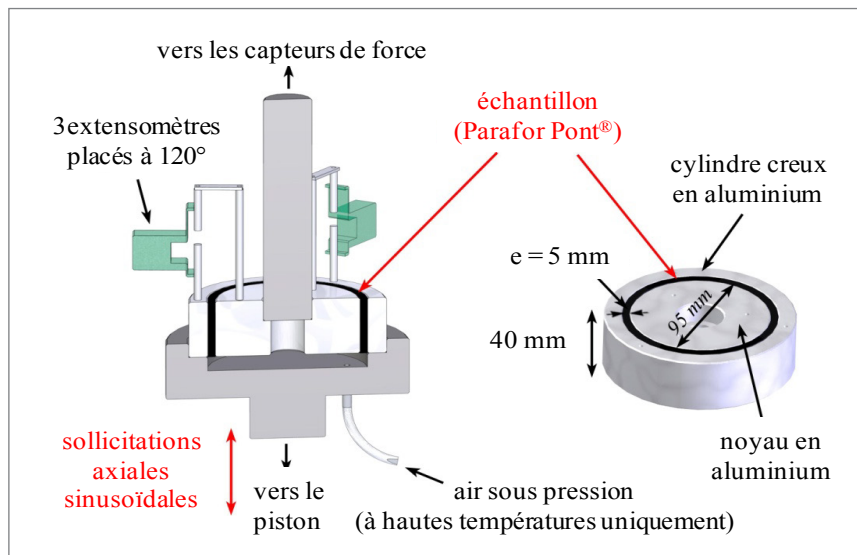


Figure 4 : schéma de principe de l'essai de cisaillement annulaire ou Annular Shear Rheometer (ASR) de l'ENTPE

La loi de comportement du matériau viscoélastique linéaire isotrope permet de relier la déformation ε_{rz} (et donc la distorsion γ) à la contrainte de cisaillement t par la relation en notation complexe.

$$\tau^* = G^* \gamma^*$$

Lorsque le matériau est soumis à une sollicitation sinusoïdale (en contrainte ou en déformation), G^* est le rapport entre la contrainte complexe notée $\tau^* = \tau_0 \cdot e^{i\omega t}$ et la distorsion complexe qui s'écrit $\gamma^* = \gamma_0 \cdot e^{i(\omega t - \phi)}$. Toujours en notation complexe, cela s'écrit selon l'équation .

$$G^* = \frac{\tau_0 e^{i\omega t}}{\gamma_0 e^{i(\omega t - \phi)}} = \frac{\tau_0}{\gamma_0} e^{i\phi}$$

La norme de G^* est alors le rapport des amplitudes de t et g . L'argument δ de G^* est lié au déphasage entre ces deux signaux. G^* est mesuré à différents couples température-fréquence : de -30°C à 80°C et de $0,03\text{ Hz}$ à 10 Hz .

Essai tridimensionnel de traction-compression (T/C) sur enrobés

Les essais de module complexe sur enrobés bitumineux ont été réalisés à l'ENTPE en utilisant une presse INSTRON à asservissement hydraulique (Figure 5).

La force est mesurée à l'aide d'une cellule d'une capacité de $\pm 10\text{ kN}$. Les déformations axiales sont mesurées à l'aide de trois extensomètres INSTRON munis de rallonges (longueur totale : 75 mm). Les déformations radiales sont calculées à partir de la mesure du déplacement de deux capteurs sans contact diamétralement opposés situés à mi-hauteur de l'éprouvette. En ce qui concerne les voies de pilotage, il est possible d'agir sur la force, le déplacement du piston, ainsi que sur la moyenne des mesures des trois extensomètres susnommés.

Les éprouvettes testées sont cylindriques (200 mm de hauteur et 80 mm de diamètre). Les extensomètres sont placés sur trois génératrices à 120° autour des éprouvettes (Figure 5).

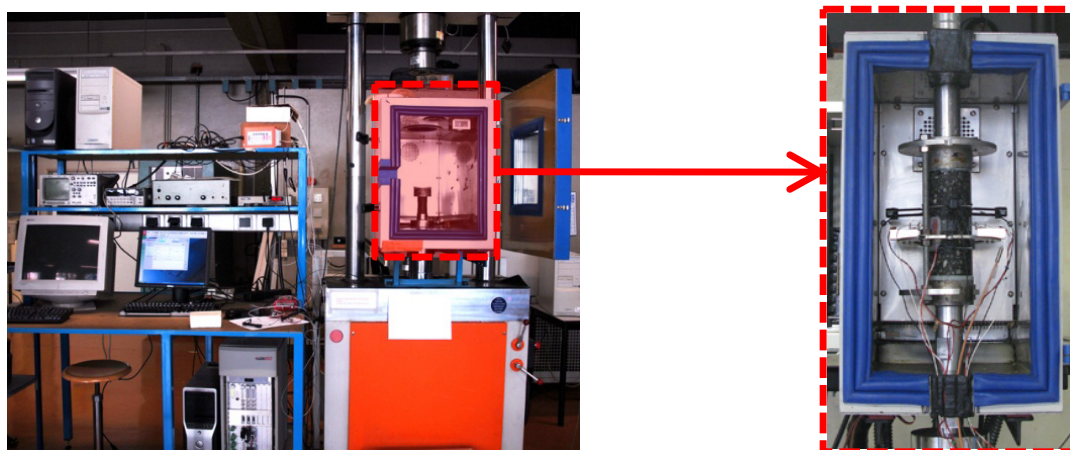


Figure 5 : photographies du montage expérimental
à gauche : la presse hydraulique ; à droite : éprouvette d'enrobé Orthochape®

La presse hydraulique et le caisson utilisés ont permis des investigations à des températures comprises entre -30°C à 50°C et des fréquences entre 10^{-2} et 10 Hz . Des sollicitations sinusoïdales en traction/compression ont été effectuées avec un mode de contrôle en déformations axiales. L'amplitude de déformation axiale est égale à $40\text{ }\mu\text{m/m}$ (limite du domaine linéaire [13-16]). À chaque cycle, la déformation axiale de l'éprouvette est calculée comme la moyenne des mesures de déformation délivrées par les trois extensomètres utilisés.

Une durée de stabilisation de quatre heures a été effectuée à chaque mise en température. Trois quarts d'heure sont nécessaires pour que la température de surface se stabilise (mesurée à l'aide d'une sonde de température PT100). Puis, une heure supplémentaire environ pour que le cœur de l'éprouvette soit en température. Le délai retenu de quatre heures permet d'obtenir un champ de température homogène.

Modélisation du comportement visqueux

Modèle de Kelvin-Voigt généralisé

Le comportement des enrobés bitumineux, observé expérimentalement sur une gamme de sollicitations diverses est traduit par le modèle DBN [17]. Cette loi visco-élasto-plastique générale introduit un comportement viscoélastique linéaire (VEL) en petites déformations, des non-linéarités pour des niveaux de déformation élevés ainsi qu'un écoulement viscoplastique. L'effet de la température est décrit aussi bien en petites qu'en grandes déformations [17-21, 12].

Pour des chargements de faible amplitude, le comportement des matériaux bitumineux est linéaire. Le modèle de Kelvin-Voigt Généralisé (KVG), qui constitue la partie asymptotique dans le domaine des petites déformations du modèle DBN, est alors utilisé en considérant « n » corps élémentaires constitués d'un ressort et d'un amortisseur en parallèle.

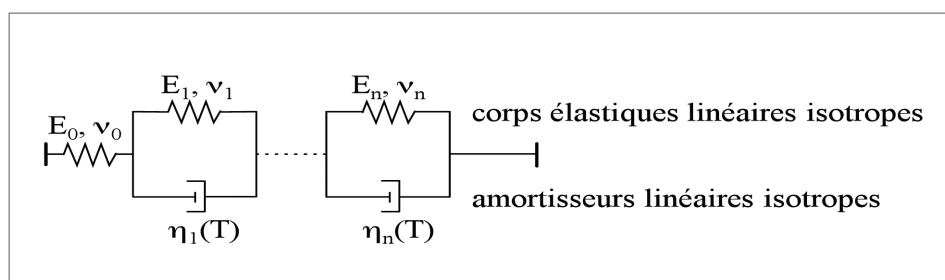


Figure 6 : schéma de l'expression asymptotique dans le domaine linéaire du modèle DBN

Calibration du modèle

Le modèle KVG est calibré à l'aide d'essais de module complexe. Chaque constante (E_i , ν_i , η_i), respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson du ressort du corps i ($0 \leq i \leq n$), est déterminée par une procédure optimisée dans le domaine fréquentiel en utilisant le formalisme tridimensionnel du modèle 2S2P1D (2 Springs, 2 Parabolic elements and 1 Dashpot) [21-23]. Les simulations correspondantes sont représentées sur la Figure 7 pour $n = 20$ éléments.

Analyse des résultats

Les résultats des essais de module complexe (DSR sur le bitume Orthoprène®, ASR sur la membrane Parafor Pont® et traction/compression sur éprouvette cylindrique pour l'enrobé Orthochape®) sont présentés à la Figure 7 dans l'espace de Black. Les résultats de la modélisation, en considérant le modèle KVG avec $n = 20$ éléments sont également représentés.

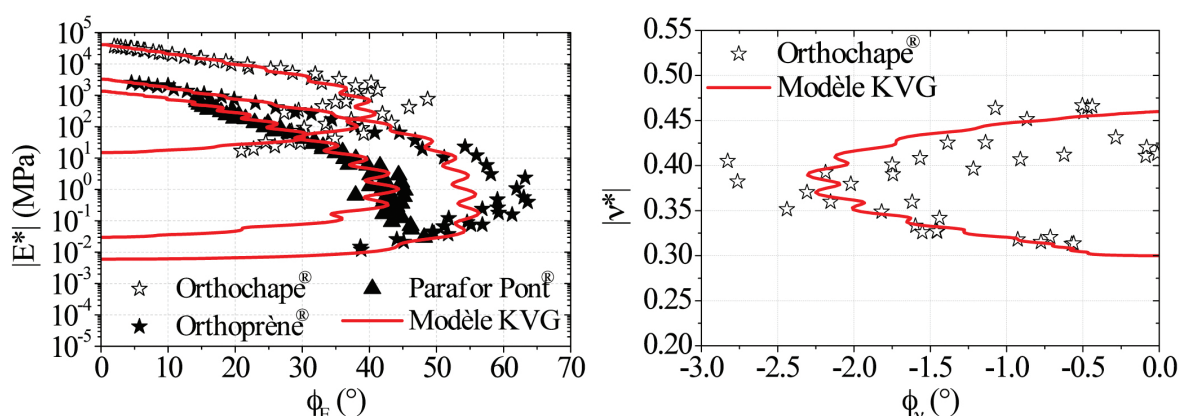


Figure 7 : résultats expérimentaux de l'essai de module complexe et simulations avec le modèle KVG (20 éléments) dans l'espace de Black. à gauche : module complexe E^* ; à droite : coefficient de Poisson complexe ν^*

Tout d'abord, le comportement fortement visqueux et thermo-susceptible de ces trois matériaux a été mis en évidence. Une variation importante du module complexe en fonction de la fréquence et de la température a pu être mise en évidence. On observe un rapport de l'ordre de 10^4 entre les modules élevés à basses températures et/ou hautes fréquences et les faibles modules mesurés à hautes températures et/ou basses fréquences. Le coefficient de Poisson, classiquement considéré constant et égal à 0,35 dans la profession routière, varie également de manière importante avec la fréquence et la température ($0,30 < |\nu^*| < 0,45$).

Ensuite, on observe que chacun des matériaux présente une courbe unique dans ce plan, que ce soit pour le module complexe E^* ou pour le coefficient de Poisson complexe ν^* (obtenu uniquement pour l'essai de module complexe tridimensionnel sur l'enrobé Orthochape®). On peut donc dire que ces matériaux sont thermo-rhéologiquement simples et que leur comportement respecte le Principe de Superposition Temps-Température (PSTT).

Enfin, on constate que le modèle KVG à $n = 20$ éléments simule correctement les valeurs expérimentales et, en particulier, le PSTT.

Essai de flexion 5 points

Des essais de laboratoire sur la structure de l'essai de flexion 5 points ont été réalisés et modélisés. Ceux-ci doivent permettre de mettre en évidence les phénomènes résultant du comportement visqueux des matériaux de revêtement. Des essais ont donc été réalisés au laboratoire central de recherche d'EIFFAGE Travaux Publics à Corbas. Une modélisation éléments finis (EF) de ces essais est également proposée incluant le comportement visqueux des matériaux bitumineux avec le modèle KVG, précédemment calibré.

Démarche expérimentale

La procédure expérimentale est basée sur la norme française NF P 98-286 [25]. Quelques adaptations au niveau du chargement ont été cependant adoptées afin de permettre l'étude de l'évolution des déformations en considérant les effets visqueux [28].

Dispositif d'essai

L'essai permet de reproduire la zone située de part et d'autre d'une âme (auget ou pièce de pont), qui est le siège des principales sollicitations suite au passage des véhicules et par la suite des principaux désordres engendrés dans le revêtement.

Le revêtement (enrobé Orthochape® et étanchéité Parafor Pont® dans cette section) est placé sur un support d'éprouvette métallique composé d'un élément de tôle de platelage sous laquelle une âme centrale est soudée. Cette âme représente le raidisseur d'une dalle orthotrope tel qu'un auget ou une pièce de pont.

Le support d'éprouvette est fixé au niveau de l'âme sur un bâti rigide. Elle repose librement à ses extrémités sur deux appuis simples semi-cylindriques (Figure 8). La mise en charge s'effectue sur la partie supérieure du revêtement, au moyen de deux patins métalliques garnis d'une semelle en caoutchouc. Ces deux patins sont reliés au vérin d'une presse produisant un effort noté « 2xP » (P représentant la charge appliquée sous chaque patin).

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes constituées :

- d'un platelage d'épaisseur 12 mm ;
- de la couche d'étanchéité Parafor Pont® d'épaisseur 3 mm ;
- de l'enrobé Orthochape® d'épaisseur 65 mm.

Ces éprouvettes sont placées dans une enceinte climatique pendant toute la durée de l'essai.

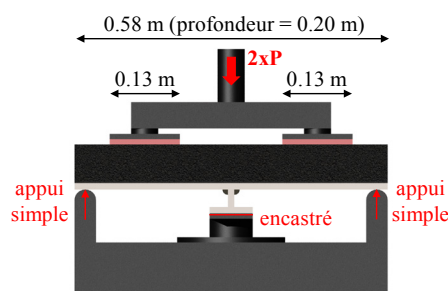


Figure 8 : dispositif de l'essai de flexion 5 points. à gauche : photo ; à droite : schéma descriptif

Chargements appliqués

Lors d'un essai de flexion 5 points normalisé, un chargement (noté 2xP) vertical sinusoïdal en compression de fréquence 4 Hz, variant entre 0,35 kN et 35 kN (la pression exercée sous chaque patin correspondant à la pression d'une roue de camion standard : 0,67 MPa), est appliqué sur le dessus de l'échantillon.

Comme illustré à la Figure 9, ce chargement sinusoïdal en compression peut être décrit par sa valeur moyenne P_{moyen} (= 17,5 kN) et son amplitude P_0 (= 17,5 kN). Cette étude s'appuyant sur la théorie de la viscoélasticité linéaire, la réponse, notée X (X pouvant désigner une déformation ϵ ou une contrainte s), engendrée par ce type de sollicitation, peut également être décomposée en une valeur moyenne notée X_{moyen} (réponse à P_{moyen}) et une composante cyclique d'amplitude X_0 (principe de Boltzmann).

Pour cette étude, les conditions d'essai diffèrent de la norme. En effet on s'intéresse uniquement aux déformations et contraintes engendrées dans le complexe de flexion 5 points par la composante moyenne P_{moyen} aux deux températures 10 °C et 30 °C, afin de mettre en évidence les effets visqueux et étudier leur évolution en fonction de la température. Pour cela, une charge constante de $2xP = 17,5 \text{ kN}$ a été appliquée pendant un temps variant en fonction de la température :

- 2000 secondes à 10 °C avec une rampe de 5 secondes en début d'essai ;
- 100 secondes à 30 °C avec une rampe de 0,5 secondes en début d'essai ;

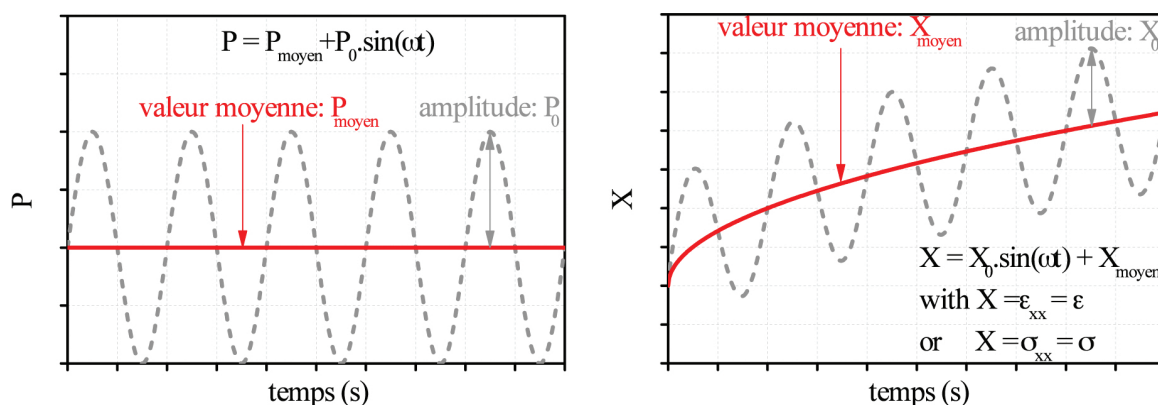


Figure 9 : représentations schématiques. à gauche : du chargement P en fonction du temps ; à droite : d'une réponse quelconque (notée X) à ce chargement P

Instrumentation de l'éprouvette

Durant les essais, les mesures de déformations transversales (ϵ_{xx}) ont été réalisées par des jauges de déformations (Figure 10).

On peut distinguer les jauges situées sur le revêtement de celles placées sous la tôle en acier :

- Jauges sur enrobé : elles sont au nombre de quatre (jauges 1 à 4) et sont toutes situées dans la partie centrale où la sollicitation est maximale. Ces jauges ont une longueur de 5 cm ;
- Jauges sous platelage : elles sont au nombre de quatre (jauges 5 à 8) et sont collées sous l'acier dans la zone correspondant au centre du patin de chargement. Ces jauges ont une longueur négligeable ($< 5 \text{ mm}$).

De légères différences (dus à l'asymétrie des éprouvettes) existent entre les mesures des jauges équivalentes (jauges sur enrobé et jauges sous acier). Seule la moyenne des mesures est considérée lors de la présentation des résultats.

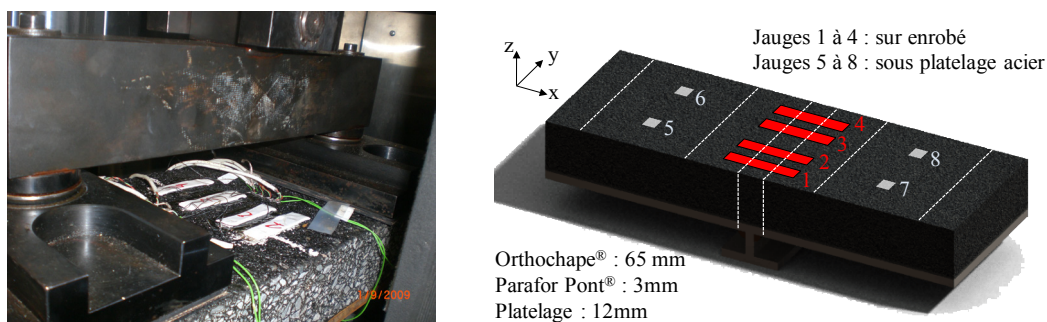


Figure 10 : instrumentation de l'éprouvette de flexion 5 points revêtue d'enrobé Orthochape® à gauche : photo ; à droite : schéma descriptif

Présentation des calculs éléments finis

Des calculs éléments finis (EF) de l'essai de flexion 5 points ont été réalisés pour des éprouvettes revêtues de matériaux bitumineux. Ils tiennent compte du comportement visqueux des matériaux bitumineux. Les résultats obtenus sont tout d'abord comparés à ceux des essais pour les deux températures 10 et 30 °C sous chargement constant. Ensuite, une analyse des calculs sous chargement cyclique est proposée. Enfin l'influence du choix du comportement des matériaux bitumineux sur la réponse calculée de la structure de flexion 5 points est étudiée.

Géométrie

La géométrie de l'essai de flexion 5 points a été reproduite en 2D dans le logiciel COMSOL en considérant des épaisseurs de matériaux similaires à celles des éprouvettes testées. Les détails sont donnés à la Figure 11. On admet l'hypothèse des déformations planes. Les mesures réalisées par les jauges 1 à 4 (Figure 10) sont comparées aux déformations calculées au point A (Figure 11). Celles-ci sont obtenues en intégrant les déformations sur 5 cm correspondant à la longueur de la jauge. Les mesures des jauges 5 à 8 (Figure 10) sont comparées à celles calculées au point B (Figure 11). Les résultats obtenus au point C, qui constitue un point singulier de la structure (Figure 11), ne sont pas détaillés dans cet article mais ont fait l'objet d'une publication [4].

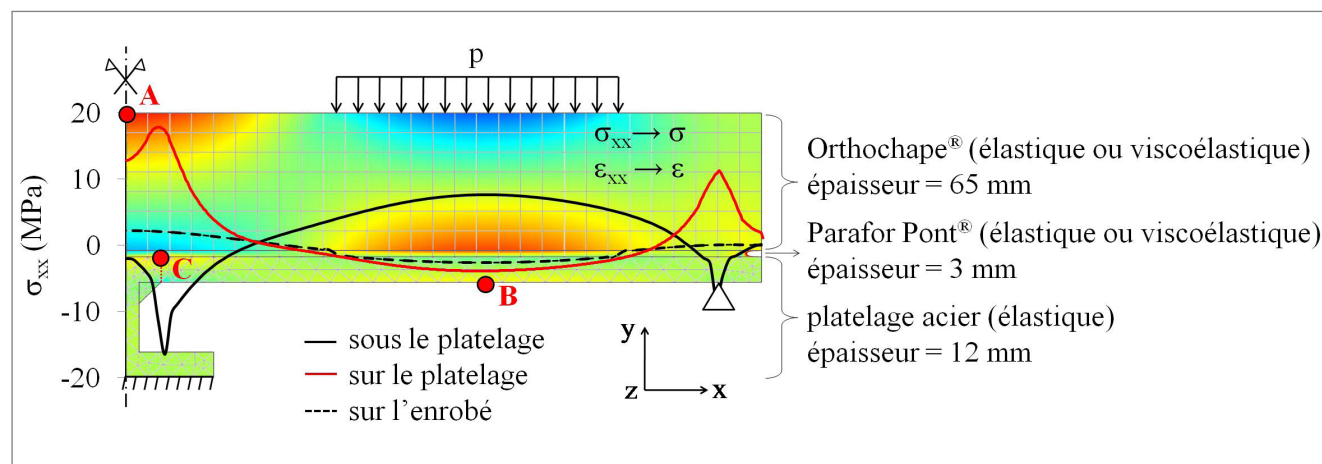


Figure 11 : maillage, conditions aux limites et champ des contraintes normales (s_{xx}) de la structure de flexion 5 points ; dans la suite, les résultats sont donnés aux points A, B et C

Maillage

Le maillage est constitué de 368 éléments, ce qui correspond à 38568 degrés de liberté lorsque l'on considère un comportement viscoélastique pour les matériaux bitumineux (2696 degrés de liberté lorsque l'on considère un comportement élastique pour les matériaux bitumineux) (Figure 11). Le maillage des revêtements (enrobé et couche d'étanchéité) est composé d'éléments quadrangles de 1 cm de côté alors que les éléments constituant le platelage sont triangulaires. Tous les éléments ont une fonction d'interpolation quadratique.

Conditions aux limites

L'appui central est considéré encastré tandis que les autres appuis sont des appuis simples permettant un déplacement horizontal et une rotation (Figure 11). Les deux cas de chargement « 2xP » (Figure 11), de fluage et cyclique, sont considérés en appliquant une pression « p » uniformément répartie sous chaque patin :

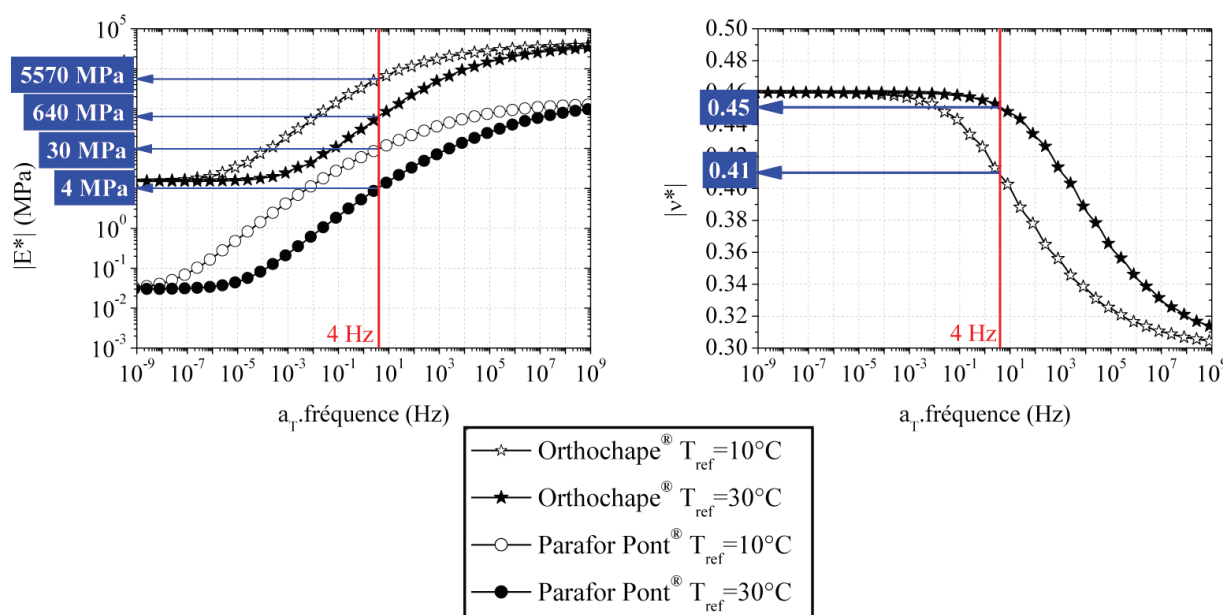
- une pression constante « p » de 0,335 MPa qui correspond à la charge de fluage appliquée lors des essais présentés précédemment. Les résultats sont présentés par la suite ;
- une pression sinusoïdale « p » variant entre 0,07 MPa et 0,67 MPa à une fréquence de 4Hz comme le préconise la norme. Les résultats sont présentés par la suite.

Comportement des matériaux

Un comportement élastique linéaire isotrope est considéré pour l'acier ($E_{acier} = 210$ GPa et $\nu_{acier} = 0,3$). L'influence du comportement des matériaux bitumineux fait l'objet de cette étude. Différents types de comportement, décrits au Tableau 1, sont considérés pour les deux matériaux bitumineux de revêtement (Orthochape® et Parafor Pont®) :

- ELI10 et ELI30 : ces calculs considèrent un comportement élastique linéaire isotrope (ELI) pour les matériaux bitumineux. Les paramètres élastiques sont calculés à partir du modèle KVG 3D à $n = 20$ éléments, pour les températures considérées (10 °C et 30 °C) et pour une fréquence de 4 Hz, comme indiqué à la Figure 12 (le modèle a été calibré à partir des essais de module complexe présentés précédemment) ;
- VELI10 et VELI30 : ces calculs considèrent un comportement viscoélastique linéaire isotrope (VELI) pour les matériaux bitumineux aux deux températures considérées (10 °C et 30 °C). Ce comportement est décrit par le modèle KVG à $n = 20$ éléments calibré à partir des essais de module complexe ;

- ELI00 : ce calcul considère un comportement élastique linéaire isotrope (ELI) pour les matériaux bitumineux. Les paramètres élastiques sont déterminés à partir des essais de module complexe pour une fréquence qui tend vers 0. Cette valeur, appelée E_{00} , est indépendante de la température.



Les caractéristiques des différents comportements considérés sont indiquées au Tableau 1.

Nom	comportement	Temp.	$E_{\text{Orthochape}}$	$n_{\text{Orthochape}}$	E_{Parafor}	n_{Parafor}
ELI10	ELI	10 °C	$E^*(10\text{ °C}, 4\text{Hz}) = 5570\text{ MPa}$	$\nu^*(10\text{ °C}, 4\text{Hz}) = 0,41$	$E^*(10\text{ °C}, 4\text{Hz}) = 30\text{ MPa}$	$\nu=0,45$
ELI30	ELI	30 °C	$E^*(30\text{ °C}, 4\text{Hz}) = 640\text{ MPa}$	$\nu^*(30\text{ °C}, 4\text{Hz}) = 0,45$	$E^*(30\text{ °C}, 4\text{Hz}) = 4\text{ MPa}$	$\nu=0,45$
ELI00	ELI	toutes	$E_{00} = 15\text{ MPa}$	$\nu_{00} = 0,46$	$E_{00} = 3,10^{-2}\text{ MPa}$	$\nu=0,45$
VELI10	VELI	10 °C	modèle KVG	modèle KVG	modèle KVG	$\nu=0,45$
VELI30	VELI	30 °C	modèle KVG	modèle KVG	modèle KVG	$\nu=0,45$

Tableau 1 : description des différents comportements des matériaux bitumineux (Orthochape® et Parafor Pont®) utilisés lors des simulations numériques (ELI = Élastique Linéaire Isotrope ; VELI = ViscoÉlastique Linéaire Isotrope)

Résultats sous chargement constant

Les comparaisons des déformations mesurées lors de la campagne expérimentale, avec celles calculées au point A (correspondant aux jauges 1 à 4), en haut du revêtement Orthochape® et au point B (correspondant aux jauges 5 à 8) sous le platelage (Figure 11) sont présentées à la Figure 13.

On s'intéresse tout d'abord aux phénomènes observés expérimentalement. On remarque que les déformations transversales mesurées dans l'acier (point B correspondant aux jauges 5 à 8) se stabilisent de manière quasi instantanée à un même niveau de déformation (environ 230 $\mu\text{m}/\text{m}$) quelle que soit la température. Cette observation n'est pas valable pour les mesures réalisées sur le revêtement bitumineux (point A correspondant aux jauges 1 à 4), en raison du comportement visqueux du matériau. En effet, les déformations évoluent sensiblement avec le temps. Cette évolution dépend de la température. À 30 °C, on observe notamment un passage d'un état d'extension à un état de contraction. En revanche à 10 °C, ce niveau de contraction n'est pas encore atteint à la fin de l'essai à $t = 2000\text{ s}$. Ce constat peut s'expliquer en considérant le Principe de Superposition Temps-Température (PSTT). Pour une température de 10 °C, le temps nécessaire pour atteindre le même état de déformation est plus important qu'à 30 °C. Le rapport en temps correspond environ au rapport des coefficients de translation a_T des deux températures considérées ($a_T(10\text{ °C}) / a_T(30\text{ °C}) \approx 1000$).

Ensuite on s'attache à comparer les calculs de déformation aux résultats expérimentaux. Les calculs visqueux (VELI10 et VELI30), permettent de simuler correctement les évolutions des déformations, que ce soit sous l'acier ou sur l'enrobé, pour les deux températures considérées. En revanche les calculs considérant des propriétés élastiques équivalentes à la température considérée et pour une fréquence de 4 Hz (ELI10 et ELI30), ne donnent pas de résultats satisfaisants puisqu'ils ne respectent pas les niveaux de déformation obtenus expérimentalement. Par ailleurs, il semble que les valeurs de déformations stabilisées (pas atteintes à 10 °C au point A sur l'enrobé) peuvent être approchées par un calcul élastique, considérant le module asymptotique à très basses fréquences et/ou hautes températures (cas du calcul ELI00). Ce dernier constat constitue un résultat très intéressant.

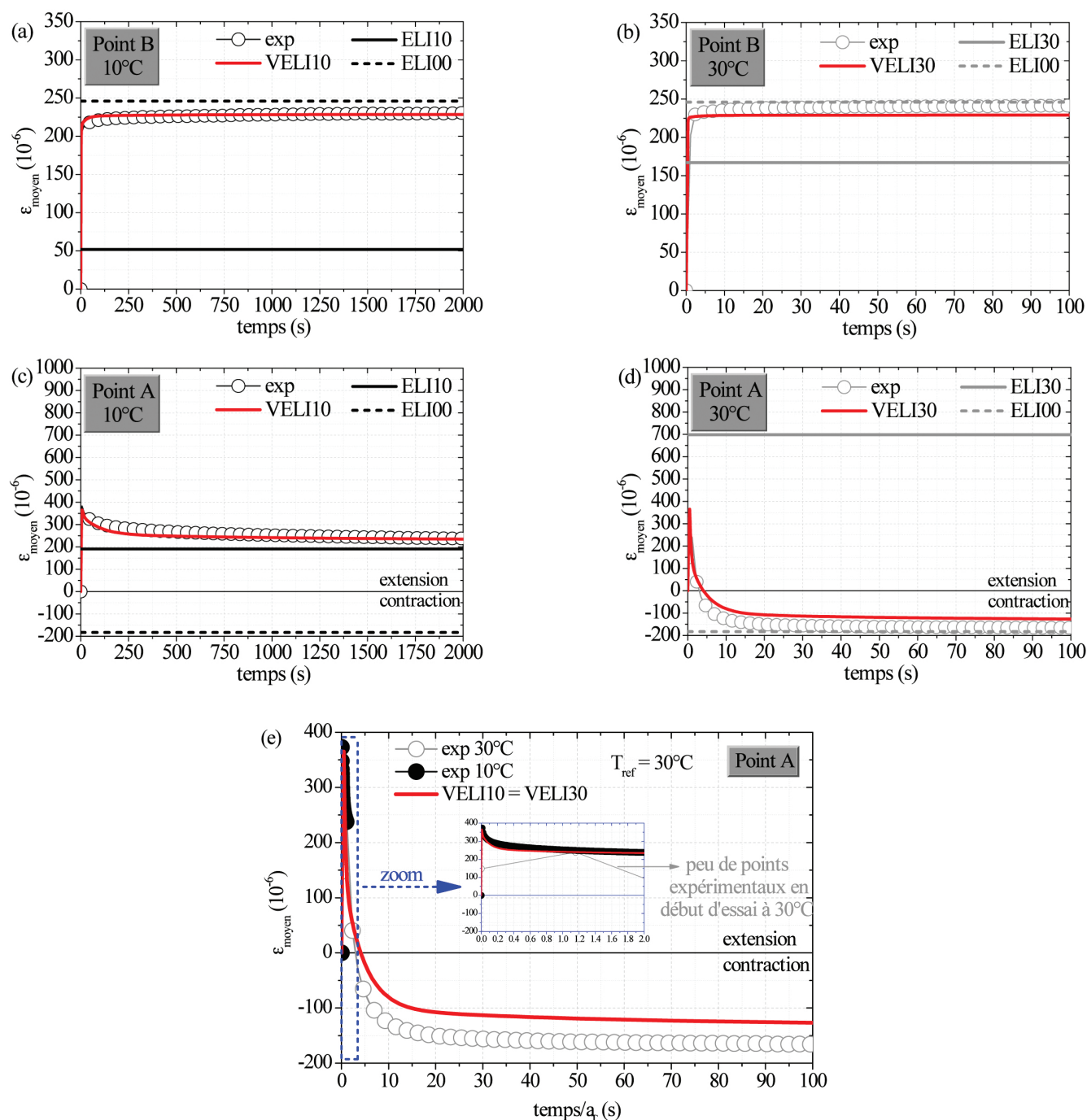


Figure 13 : comparaison des résultats expérimentaux et des calculs EF en termes de déformations (ε_{xx}) pour différents comportements des matériaux bitumineux (Tableau 1). Sous le platelage (point B de la Figure 11) à 10 °C (a) et 30 °C (b) puis sur l'enrobé Orthochape® (point A de la Figure 11) à 10 °C (c), 30 °C (d) et pour les deux températures en fonction du temps équivalent(e)

Résultats sous chargement cyclique

Pour mettre en évidence l'importance des effets visqueux sous chargement cyclique lors de l'essai de flexion 5 points, des calculs EF ont été réalisés. Pour ces calculs, le chargement préconisé par la norme (compression sinusoïdale « P » variant entre 0,07 MPa et 0,67 MPa à une fréquence de 4Hz), a été considéré. Les différents comportements des matériaux bitumineux recensés au Tableau 1, ont été utilisés.

Les résultats sont tracés à la Figure 14, au point A situé sur le revêtement bitumineux (Figure 11). Dans le cas des calculs visqueux (VELI10 et VELI30), seuls les quatre premiers cycles ainsi que les cycles stabilisés sont tracés. Ces cycles stabilisés sont obtenus après 2.10^5 secondes à 10 °C et 200 secondes à 30 °C. On remarque que la composante moyenne de la réponse, notée X_{moyen} (réponse liée à la composante moyenne de sollicitation, P_{moyen} qui est constante), est identique pour les deux températures considérées (10° et 30 °C). La température intervient uniquement sur la vitesse à laquelle est décrite cette courbe (le rapport des vitesses est égal au rapport des coefficients de translation a_T des deux températures). Ce résultat est valable car les coefficients de translation a_T de l'enrobé Orthochape® et de la couche d'étanchéité Parafor Pont® sont quasiment identiques pour les températures considérées.

Dans les cas élastiques équivalents (ELI10 et ELI30), l'enrobé est sollicité uniquement en cycles de traction σ_{xx} (et extension ϵ_{xx}). Dans les cas visqueux (VELI10 et VELI30), les tout premiers cycles créent principalement de la traction mais passent rapidement en cycles de traction/compression. Cette observation révèle que la fatigue des revêtements bitumineux lors de l'essai n'est pas due à une contrainte cyclique uniquement en traction (qui pourrait induire des déformations permanentes) mais est créée par des cycles de traction/compression. Il faut remarquer que ce dernier type de chargement (traction/compression) est celui appliqué lors des essais de fatigue sur des éprouvettes cylindriques en matériaux bitumineux [29]. Ce résultat est en désaccord avec l'interprétation classique de l'essai de flexion 5 points, qui ne considère que de la traction. Il est naturellement prévu que les calculs visqueux, basés sur une meilleure description du comportement des enrobés, reflètent mieux l'évolution réelle des contraintes et des déformations. Dans le cas du calcul élastique ELI00, on remarque que la valeur moyenne de la réponse est similaire à la valeur moyenne stabilisée dans les cas visqueux. Cependant, l'enrobé est sollicité uniquement en cycles de compression σ_{xx} (et contraction ϵ_{xx}).

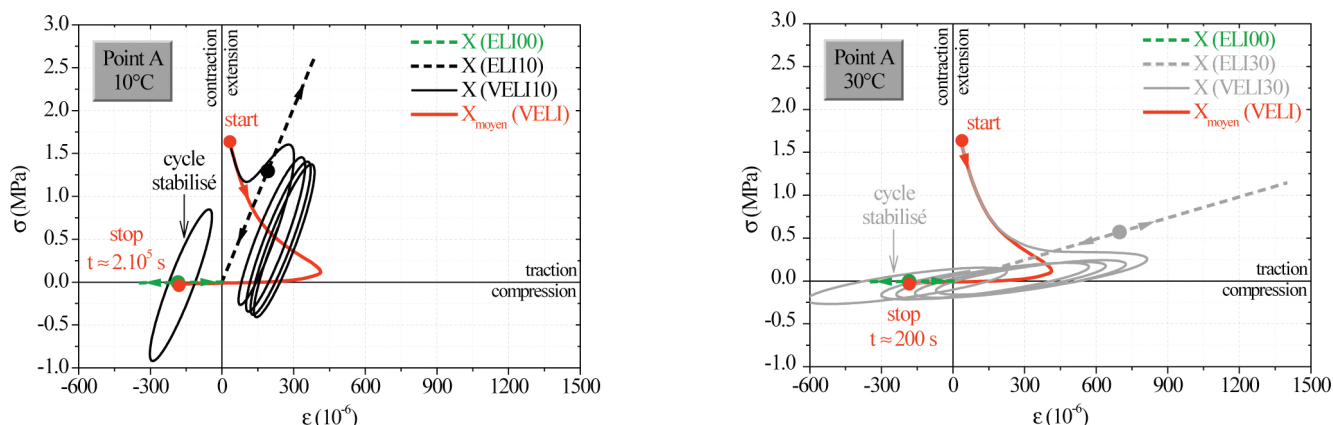


Figure 14 : courbes contrainte-déformation calculées au point A (Figure 11) sur l'enrobé Orthochape®
 Dans un souci d'allègement des figures, seuls les quatre premiers cycles ainsi que le dernier cycle sont tracés pour les cas VELI
 à gauche : 10 °C ; à droite : 30 °C

Conclusion

Une étude de l'influence des propriétés élastiques et/ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope a été réalisée dans le cadre de cette thèse. Elle est le fruit d'une collaboration entre le DGCB de l'ENTPE et l'entreprise EIFFAGE Travaux Publics, donnant lieu à une convention CIFRE, et s'inscrit plus globalement dans le cadre du projet « Orthoplus » financé par l'ANR.

Dans un premier temps, le comportement de matériaux très différents a été caractérisé dans le domaine des petites déformations sur une large gamme de fréquences et de températures : bitume modifié aux polymères (Orthoprène®), étanchéité bitumineuse (Parafor Pont®), enrobé bitumineux (Orthochape®).

Pour cela, différents essais ont été réalisés : l'essai sur rhéomètre classique (DSR), l'essai homogène de module complexe tridimensionnel sur éprouvette cylindrique, l'essai homogène sur rhéomètre à cisaillement annulaire (ASR).

Les comportements viscoélastiques linéaires (VEL) ont été modélisés à l'aide du modèle KVG. Ensuite des développements éléments finis ont été réalisés sur le logiciel Comsol. Le modèle KVG, précédemment calibré, a été implémenté dans le code de calculs.

Finalement, des structures orthotropes ont été étudiées. L'influence du comportement visqueux des matériaux bitumineux a été mise en évidence sur l'essai de flexion 5 points.

A la lumière des différents résultats présentés dans cet article, de nombreuses conclusions peuvent être tirées :

- le comportement tridimensionnel des enrobés bitumineux a été caractérisé dans le domaine des petites déformations (viscoélasticité linéaire). On a notamment montré qu'un même coefficient de translation aT peut être utilisé pour construire les courbes maîtresses du module complexe ($|E^*|$ et ϕ_c) et pour celles du coefficient de Poisson complexe ($|\nu^*|$ et ϕ_ν) ;
- la mise en évidence du caractère fortement visqueux de la couche d'étanchéité Parafor Pont®, également présente sur le viaduc de Millau, a été rendue possible grâce à l'adaptation de l'essai de cisaillement annulaire, développé à l'ENTPE ;
- une modélisation du comportement tridimensionnel des matériaux de revêtement de pont a été proposée à l'aide du modèle KVG. Cette modélisation est performante et trouve son intérêt en vue de l'implémentation de cette loi visqueuse (KVG) dans un code de calculs aux éléments finis.
- pour les structures orthotropes avec revêtements bitumineux, la compréhension des mécanismes mis en jeu dans l'essai de flexion 5 points dus aux phénomènes visqueux a été améliorée. L'évolution des déformations, que ce soit dans la structure métallique ou dans l'enrobé, a été analysée de manière fine.
- les déformations dans le support métallique de l'essai de flexion 5 points, peuvent être évaluées, sous chargement constant, en utilisant un calcul élastique prenant en compte les paramètres à basses fréquences et/ou hautes températures pour le revêtement (E_{00} et ν_{00}). On rappelle que ces paramètres sont indépendants de la température ;
- l'interprétation classique faite de ce type d'essai lors des chargements cycliques doit être révisée. En effet la contrainte en partie supérieure du revêtement bitumineux, au droit du raidisseur, alterne entre traction et compression et non en traction cyclique uniquement comme admis actuellement. **Ce résultat qui s'explique grâce aux effets visqueux nous paraît important.**

Références bibliographiques

- [1] Nguyen H. M. et al. « Time-Temperature Superposition Principle for bituminous mixtures », European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 13, n° 9, pp. 1095-1107, 2009.
- [2] Pouget S. « Influence des propriétés élastiques ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope » Thèse de doctorat ENTPE-INSA, 254 p., 2011. [in French]
- [3] Pouget S. et al. « Modélisation tridimensionnelle du comportement visco-élastique linéaire des enrobés bitumineux : outil pour la conception des chaussées », 15 p., « Prix spécial du jury : Charles Parey » du CF-AIPCR 2008. [in French]
- [4] Pouget S. et al. « Numerical simulation of the five-point bending test designed to study bituminous wearing courses on orthotropic steel bridge », Materials and Structures, vol. 43, n° 3, pp. 319-330, 2010.
- [5] Pouget S. et al. « From the behavior of constituent materials to the calculation and design of orthotropic bridge structures », Road Material and Pavement Design, vol.11, Special Issue EATA, pp. 111-144, 2010.
- [6] Pouget S. et al. « Mise au point d'un outil de calcul pour la conception des chaussées - Application aux revêtements de ponts orthotropes », RGRA n° 885, pp. 55-60, Juin 2010. [in French]
- [7] Pouget S. et al. « Outil de calcul avancé pour le dimensionnement des infrastructures routières : application aux revêtements de pont à dalle orthotrope » 2^e prix de l'innovation du cf-AIPCR, 14^e Congrès Mondial de la Route, 12 p., Mexico, 2011. [in French]

- [8] Pouget S. et al. « Modeling of viscous bituminous wearing course materials on orthotropic steel deck », *Materials and Structures*, Vol. 45, Issue 7, pp. 1115-1125, 2012.
- [9] Pouget S. et al. « Viscous energy dissipation in asphalt pavement structures and implication on vehicle fuel consumption » *Journal of Materials in Civil Engineering (JMCE)*, Vol. 24, Issue 5, pp. 568-576, 2012.
- [10] Pouget S. et al. « Effect of vehicle speed on the Millau Viaduct response » *Journal of Testing and Evaluation*, Special Issue ISAP 2012, 10 p., 2012. [accepted]
- [11] Pouget S. et al. « Calculation of viscous energy dissipation in asphalt pavements » *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 12 p., 2012. [accepted]
- [13] Airey G.D. et al. « Evaluation of the linear and non-linear viscoelastic behaviour of bituminous binders and asphalt mixtures » *International Symposium on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, 2002.
- [12] Tiouajni S. et al. « Approximation of linear viscoelastic model by generalized Kelvin Voigt or generalized Maxwell Models: Application to bituminous materials » *Road Materials and Pavement Design (RMPD)*, vol. 12, Issue 4, pp. 897-930, 2011.
- [14] Airey G.D. et al. « Viscoelastic linearity limits for bituminous materials » 6th international RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, Zurich, 2003.
- [15] Di Benedetto H. et al « Binder-mix rheology: limits of linear domain, non linear behaviour. » *Eurasphalt & Eurobitume Congress*, 1996.
- [16] Doubbaneh E. « Comportement mécanique des enrobés bitumineux des petites aux grandes déformations » Thèse Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, 217 p., 1995. [in French]
- [17] Di Benedetto H. « Modélisation du comportement des géomatériaux : application aux enrobés bitumineux et aux bitumes ». Institut National Polytechnique de Grenoble, Thèse de doctorat d'Etat, 1987. [in French]
- [18] Di Benedetto H. « Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux : résultats expérimentaux et formulation rhéologique ». *Mechanical Tests for Bituminous Mixes, Characterization, Design and Quality Control, Proceedings of the Fourth Rilem Symposium*, Budapest, 1990. [in French]
- [19] Di Benedetto H. et al. « Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: From binders to mixes ». *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 5 (Special Issue EATA). pp.163-202, 2004.
- [20] Olard F. et Di Benedetto H. « Loi thermo-visco-élasto-plastique pour les enrobés bitumineux : simulations des essais de traction directe et de retrait thermique empêché », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 254, pp. 15-39, 2005.
- [21] Di Benedetto H. et al. « Three-dimensional thermo-viscoplastic behaviour of bituminous materials: the DBN model », *Road Materials and Pavement Design*, Vol.8, Issue 2, pp. 285-316, 2007.
- [22] Olard F. « Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures ». Thèse. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Lyon, 221 p., 2003. [in French]
- [23] Olard F. et Di Benedetto H. « Experimental characterization and constitutive modeling of the thermo-visco-elasto-plastic behavior of bituminous mixes: the "DBN" law », *Association of Asphalt Paving Technologists*, Long Beach, 32 p., 2005.
- [24] Airey G. D. et al. « Linear viscoelastic properties of mastics: results from a new annular shear rheometer, and modelling » *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (CD-Rom)*, Trondheim, 2005.

- [25] French standard NF P 98-286 « Essais relatifs aux chaussées - Produits d'étanchéité pour ouvrages d'art - Détermination de la résistance à la fatigue d'une étanchéité/roulement sur tôle métallique - Méthode d'essai sur banc de fatigue en flexion sous moment négatif », French standard test method, 2006. [in French]
- [26] Sueiras A. « Validation de la conception d'un rhéomètre à cisaillement annulaire et étude du comportement des bitumes et des mastics bitumineux » Travail de fin d'études, École Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 87 p., 2002. [in French]
- [27] Neifar M. et Di Benedetto H. « Thermo-Viscoplastic Law for Bituminous Mixes » Road Materials and Pavement Design, Vol. 2, Issue 1, pp. 71-96, 2001.
- [28] Olard F. et Chabert D. « Développement de l'essai de fatigue sur liants et mastics bitumineux au Centre d'Etudes et de Recherches d'EIFFAGE Travaux Publics » RGRA n° 865, pp. 69-76, mars 2008. [in French]
- [29] Di Benedetto H. et al. « Fatigue of bituminous mixtures » Materials and Structures, vol. 37, pp. 202-216, 2004.

Essais sur ouvrage : le viaduc de Millau

Simon POUGET - EIFFAGE, Cédric SAUZEAT - ENTPE, Hervé DI BENEDETTO - ENTPE, François OLARD - EIFFAGE, Claude SERVANT - EIFFAGE, Bernard HERITIER - EIFFAGE, Sylvestre GALLICE - EIFFAGE, Emilie LUANGKHOT - Arcadis

Cet article propose une étude de l'influence des propriétés mécaniques des revêtements bitumineux utilisés sur ouvrages orthotropes, sur le comportement de ces structures de pont. Ces développements ont été réalisés dans le cadre du projet Orthoplus au sein d'une collaboration entre EIFFAGE Travaux Publics et le Département Génie Civil et Bâtiment (DGCB) de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE), membre de l'université de Lyon a fait l'objet de nombreuses publications [1-12].

Cet article présente les essais qui ont été réalisés sur viaduc de Millau durant le projet Orthoplus. Une comparaison des mesures avec les résultats de calculs aux éléments finis basés sur les lois de comportements des enrobés bitumineux établis dans l'article « Propriétés mécaniques des revêtement bitumineux » est également développée.

Introduction

Le projet Orthoplus vise à mieux comprendre l'influence des propriétés mécaniques du revêtement sur le comportement des ouvrages à dalle orthotrope. Dans le cadre de ce projet, des essais sur ouvrages réels ont été menés en parallèle des essais en laboratoire.

Le viaduc de Millau est un ouvrage à dalle orthotrope récent, doté d'un revêtement bitumineux multicouche épais (Figure 1). Sa structure métallique orthotrope a été spécifiquement instrumentée avec des jauges de déformations au niveau d'une pièce de pont et entre deux pièces de pont afin de mesurer l'impact d'un poids lourd arrêté (cas statique) ou en circulation (cas des charges roulantes).

Des calculs éléments finis (EF) sont également menés pour tenter de simuler le comportement du pont sous ces deux types de chargement. Ceux-ci considèrent différents comportements pour les revêtements bitumineux (enrobé Orthochape® et couche d'étanchéité Parafor Pont®). Une comparaison des résultats expérimentaux avec ceux des calculs EF est proposée.

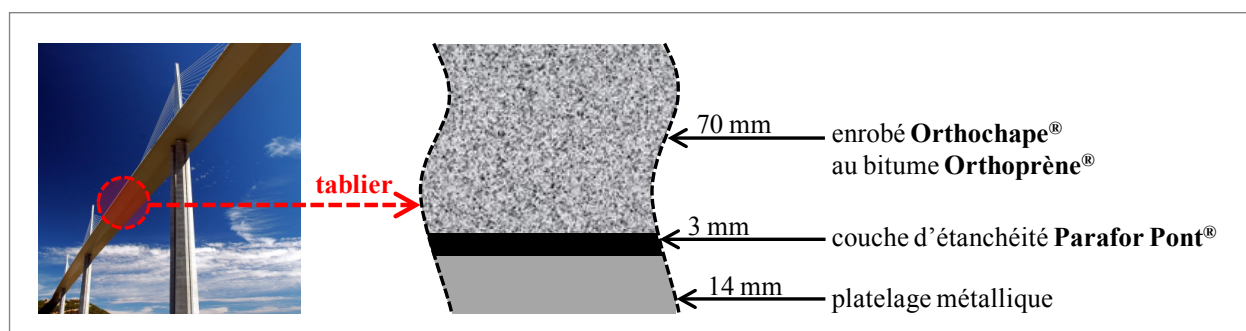


Figure 1 : composition du tablier du viaduc de Millau

Démarche expérimentale

Le viaduc de Millau

Description de l'ouvrage

Le viaduc de Millau (Figure 2) est un chaînon essentiel de l'autoroute A75 qui relie Clermont-Ferrand à Béziers et qui constitue une nouvelle liaison entre Paris et l'Espagne. Sa construction a débuté en octobre 2001 et s'est terminée en décembre 2004 [16].



Figure 2 : vue générale du viaduc de Millau

Sa structure multahaubanée est longue de 2 460 m (Figure 3). Le sommet de la plus haute pile culmine à près de 350 m, ce qui faisait du viaduc de Millau le pont le plus haut du monde à la fin de sa construction en décembre 2004. Il est légèrement courbe en plan suivant un rayon de 20 000 m et avec une pente de 3 % environ. Il comporte huit travées haubanées : deux travées de rive de 204 m de portée et six travées centrales de 342 m de portée.

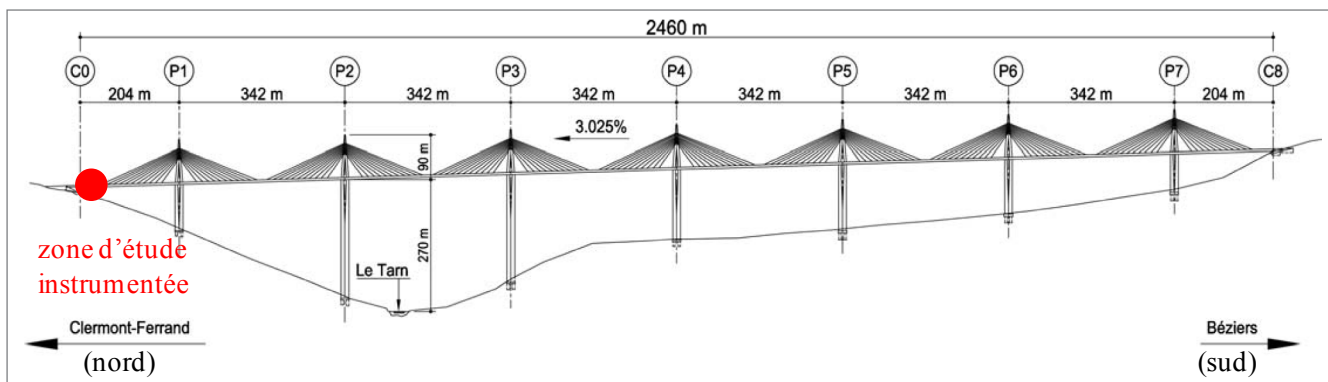


Figure 3 : élévation générale du viaduc de Millau

Le profil en travers de l'autoroute comporte deux chaussées à deux voies, chacune bordée par une bande d'arrêt d'urgence (BAU) de 3 m et une bande dérasée de gauche de 1 m. Le haubannage étant à nappe axiale, un terre-plein central de 4,45 m de large permet le passage des jambes de pylônes. La largeur totale du tablier est ainsi de 27,75 m.

Description du tablier

Le tablier est constitué d'un caisson de forme trapézoïdale, de 4,20 m de hauteur maximale au centre et d'un platelage orthotrope en tôles d'acier d'une épaisseur de 12 à 14 mm sur la plus grande partie des travées principales (14 mm sous la voie lente sur toute la longueur de l'ouvrage). Le raidissage longitudinal du platelage orthotrope est assuré par des augets de 7 mm d'épaisseur, espacés d'un entraxe de 600 mm.

Le raidissage transversal du tablier est assuré par des diaphragmes en treillis placés tous les 4 173 mm. Les pièces de pont sous chaussée ont une hauteur de 600 mm et une âme de 15 mm d'épaisseur en partie courante, mais épaissie jusqu'à 25 mm dans certaines zones.

Deux nuances d'acier ont été utilisées pour ce tablier :

- S355 pour les tôles de platelage des semelles inférieures et supérieures des caissons latéraux ;
- S460 dans les caissons de liaison pile tablier pylône et pour les âmes et semelles inférieures des caissons centraux.

La tôle de platelage supérieur est en S355 à l'exception des zones sur appuis P2/P3 en S460.

Description du revêtement

Comme déjà décrit précédemment, le complexe mis en œuvre sur le platelage du viaduc de Millau est de type « épais multicouche » et comprend :

- une couche d'étanchéité de 3 mm (Parafor Pont® de Siplast) ;
- une couche de roulement de 70 mm (Orthochape® d'EIFFAGE Travaux Publics).

Instrumentation

L'instrumentation mise en place permet de mesurer les niveaux de déformations de la structure métallique à l'aide de jauges de déformations bidirectionnelles (Vishay modèle CEA-06-062UT-350). Les mesures de ces jauges donnent accès aux déformations longitudinales (ϵ_{yy}) et transversales (ϵ_{xx}) de l'ouvrage. Deux lignes transversales sont instrumentées sous la voie lente et sous la bande d'arrêt d'urgence dans le sens sud-nord :

- une au droit de la pièce de pont (n° 6) située à 18,45 m de la culée C0 (Figure 3) pour laquelle des jauges sont placées en sous face de tous les augets (Figure 5) ;
- et une à mi-distance entre deux pièces de pont (n° 6 et 7) à 20,53 m de C0 (Figure 3) pour laquelle des jauges sont placées en sous face des augets ainsi que sous le platelage métallique entre chaque auget (Figure 5).

Le choix de s'éloigner de la zone d'appui (culée) vise à éliminer les effets de bords longitudinaux. En outre, comme le sens de circulation Sud-Nord a été instrumenté, il n'y a pas de problème d'effet dynamique dû au passage du camion sur le joint de chaussée.

Transversalement, les augets 5 à 8 (la numérotation commence en partant du bord de l'ouvrage) sont instrumentés (Figure 4 et Figure 5) :

- pour faciliter la pose des jauges (hauteur du caisson à cet endroit de l'ordre de 2,40 m) ;
- pour ne pas être trop près ni du caisson central, ni du bord du caisson latéral ;
- et pour pouvoir positionner le camion, qui sert de chargement, à cheval sur la BAU et sur la voie lente.

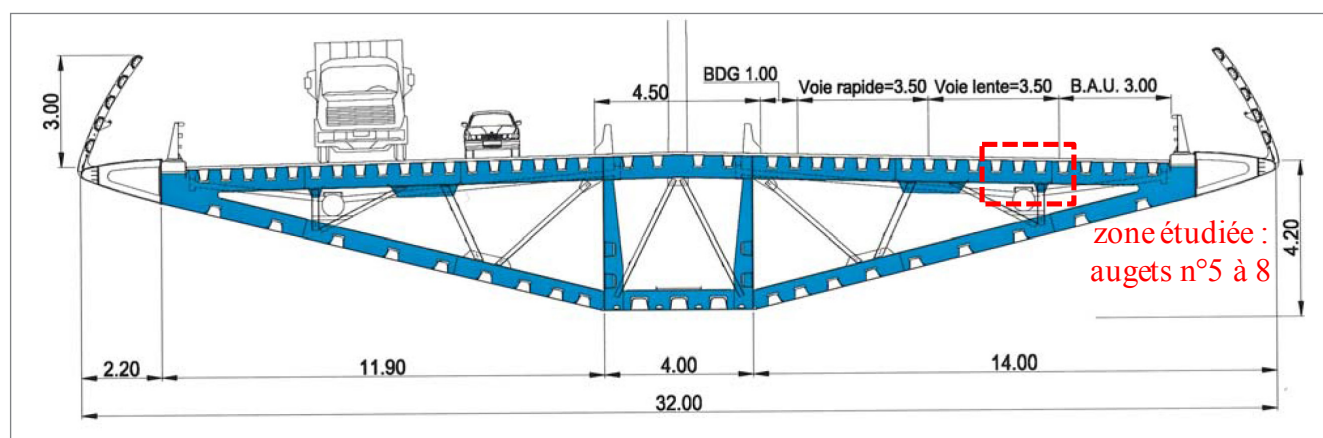


Figure 4 : coupe transversale du tablier au niveau de la pièce de pont n°6 (issu de [Buonomo et al. 2006])

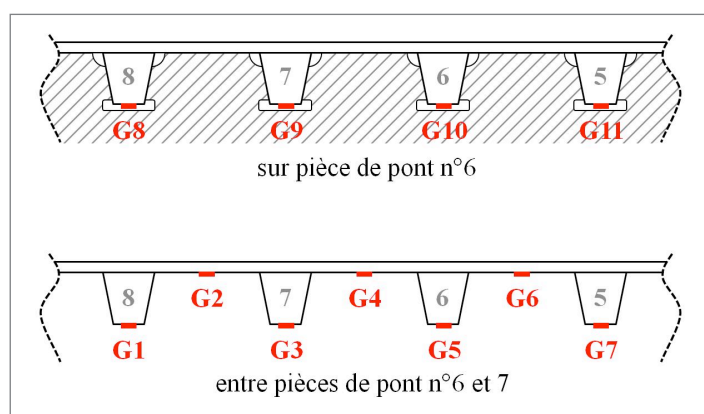


Figure 5 : instrumentation mise en place sur le viaduc de Millau
à gauche : schéma de positionnement des jauges ; à droite : photo de l'instrumentation

Cas de chargement

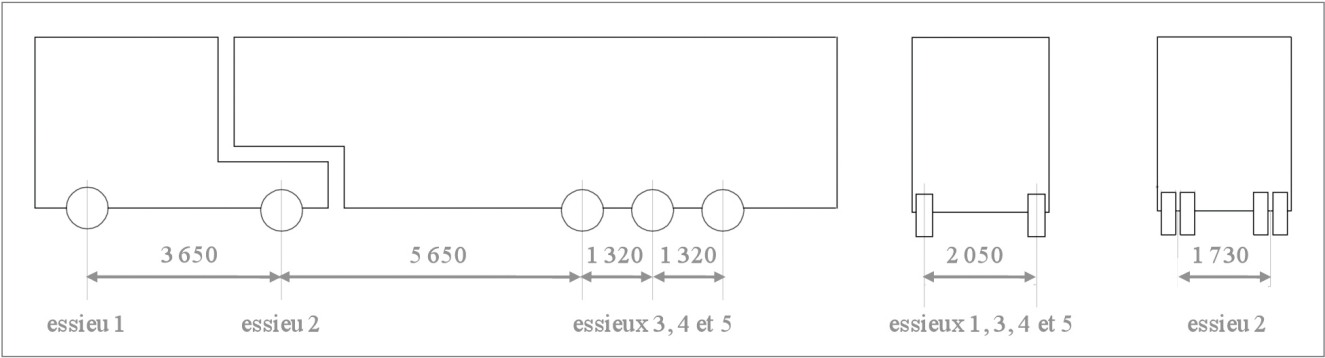
Deux types de chargement ont été imposés sur l’ouvrage à un an d’intervalle par l’intermédiaire d’un même camion :

- des chargements statiques réalisés pour différentes positions transversales et longitudinales du camion ;
- des charges roulantes, correspondant au camion lancé à deux vitesses constantes différentes (10 et 50 km/h) et pour différentes positions transversales.

Le camion comporte cinq essieux. Les dimensions sont données à la Figure 6. Le premier et les trois derniers essieux (essieux 1, 3, 4 et 5) sont constitués de roues simples et le deuxième essieu (essieu 2) est constitué de roues jumelées.

Avant la réalisation des essais, un pesage de chaque essieu a été réalisé afin de connaître la répartition de la masse totale du camion. Le résultat des pesées est récapitulé au Tableau 1. On remarque notamment, que la masse de chaque essieu est proche entre les deux campagnes de mesure (sous chargements statiques et sous charges roulantes).

La mesure des empreintes de chaque roue du camion a également été réalisée sur des cartons. Cela permet d’en déduire la pression appliquée par chaque roue sur le viaduc. Ces données sont précieuses, notamment pour la définition du chargement dans les calculs éléments finis.



	Masse en tonnes (Figure 6)	
	Campagne avec chargement statique	Campagne avec charge roulante
Essieu 1	6,4	6,9
Essieu 2	10,7	10,7
Essieu 3	7,0	7,1
Essieu 4	7,0	7,4
Essieu 5	7,0	7,3
Total	38,1	39,4

Tableau 1 : tableau récapitulatif de la répartition, sur chaque essieu, de la masse du camion utilisé lors des deux campagnes de mesure

Chargement statique

Les essais se sont déroulés le 20 octobre 2009. La température ambiante de l’air était proche de 10,5 °C. Le camion a été placé sur le viaduc de manière à avoir l’essieu 2 situé à deux emplacements longitudinaux :

- à mi-distance entre deux pièces de pont (n° 6 et 7) à 20,53 m de C0 (Figure 3) noté dy1 ;
- au droit de la pièce de pont (n° 6) située à 18,45 m de la culée C0 (Figure 3) noté dy2.

La position transversale du camion est repérée par la distance « dx » entre le relevé d’étanchéité et le bord d’une roue de l’essieu 2 (la roue droite dans le sens du camion). Comme l’illustre la Figure 7, neuf positions transversales ont été considérées.

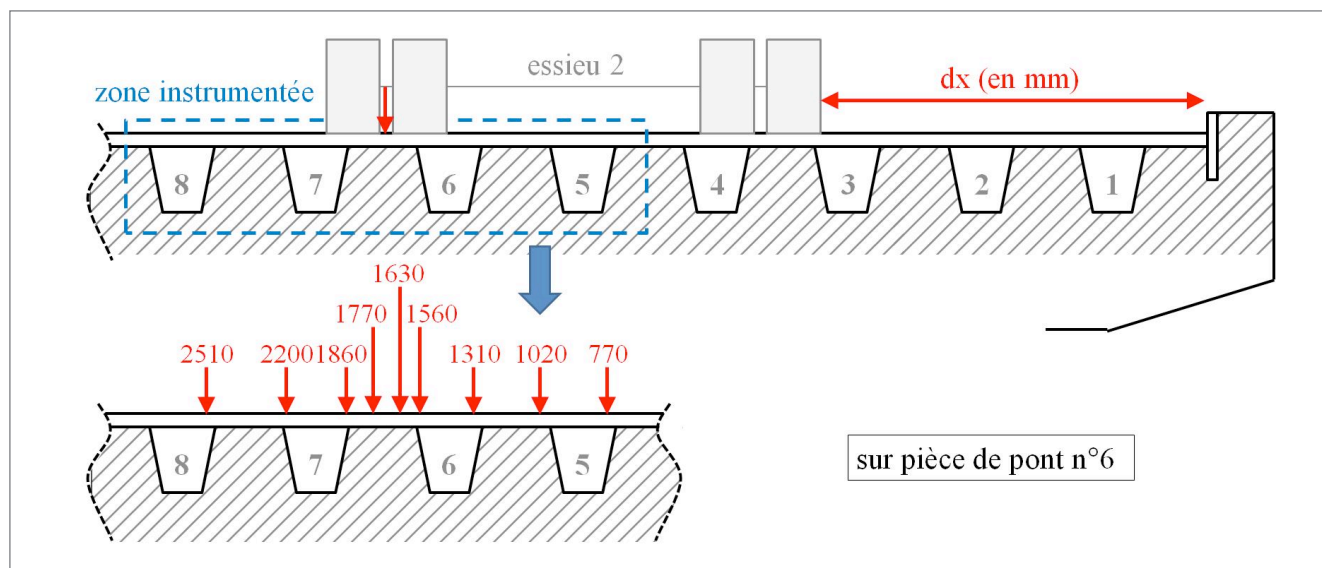


Figure 7 : schéma représentant les positions transversales dx du 2^e essieu du camion sur pièces de pont n° 6

Charge roulante

Les essais se sont déroulés le 20 octobre 2010. Comme pour les essais statiques, la température ambiante de l'air est proche de 10.5 °C. Le camion doit parcourir une distance d'environ 40 mètres au dessus de la zone instrumentée à deux vitesses constantes, 10 et 50 km/h, afin de mettre en évidence l'influence du comportement visqueux du revêtement bitumineux sur la réponse de l'ouvrage. Le rapport entre les deux vitesses doit être assez important pour modifier significativement la rigidité du revêtement. Cependant pour des raisons de sécurité, la vitesse de 50 km/h n'a pas été dépassée.

Comme précédemment, différentes positions transversales dx sont considérées. 24 essais sous charge roulante ont été réalisés. Les valeurs de dx , ainsi que les vitesses réelles du camion pour chacun des passages, sont recensées dans le Tableau 2. Quelques photos du déroulement des essais sont proposées à la Figure 8.

À titre d'exemple, les déformations de la jauge G3 sont données à la Figure 9 en fonction du temps lors du passage n° 16 (Tableau 2). Dans la suite, pour plus de clarté, seuls les maximums des déformations sont analysés. Dans l'exemple de la Figure 9, ce maximum apparaît au passage de l'essieu 4 pour la jauge G3, mais ce n'est pas nécessairement le cas pour toutes les jauges.

n° passage	dx (mm)	vitesse réelle (km/h)	n° passage	dx (mm)	vitesse réelle (km/h)
1	1030	10,08	13	1140	46,23
2	970	9,36	14	1750	9,26
3	880	48,70	15	1680	9,50
4	2000	49,52	16	1820	47,28
5	1600	10,56	17	2110	10,39
6	1565	9,50	18	2150	9,84
7	1570	48,70	19	2050	43,48
8	1220	48,21	20	2050	48,06
9	1080	48,70	21	2540	10,71
10	1220	10,08	22	2520	11,22
11	1180	9,75	23	2470	51,08
12	1230	47,43	24	2600	50,03

Tableau 2 : tableau récapitulatif des différentes positions transversales « dx » pour chaque passage



Figure 8 : photos prises lors du chargement du viaduc de Millau
à gauche : chargement statique en octobre 2009 ; à droite : charge roulante en octobre 2010

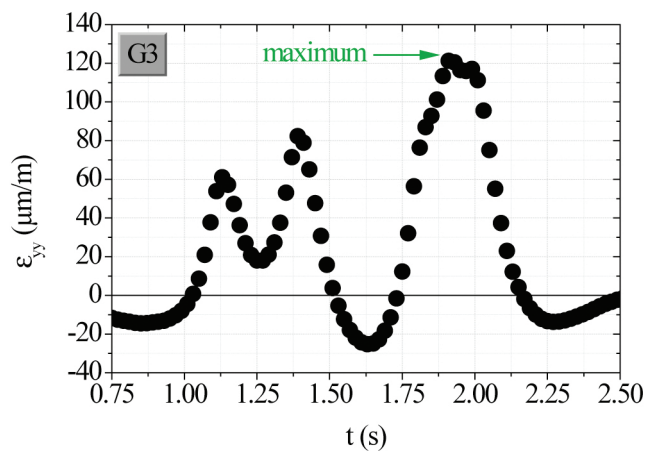
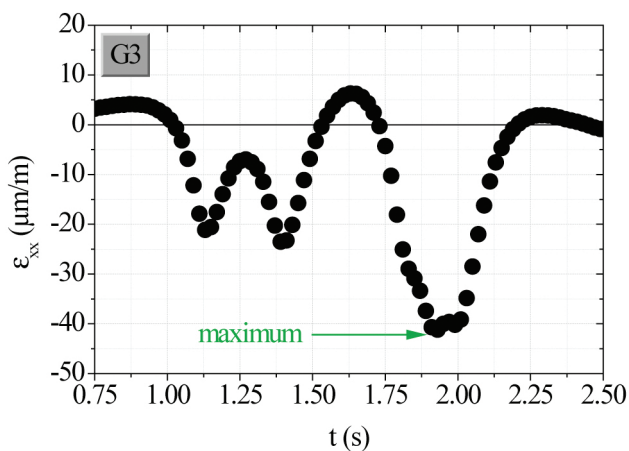


Figure 9 : exemple de mesure de la jauge G3 lors du passage n° 16 (à 50 km/h).
à gauche : déformations transversales ε_{xx} ; à droite : déformations longitudinales ε_{yy}

Présentation des calculs éléments finis

Géométrie

Un tronçon représentatif du viaduc de Millau est modélisé à l'aide du logiciel de calculs éléments finis COMSOL (Figure 10). Cet élément a une longueur de 25 m et une largeur de 4,8 m. Il est constitué de 8 augets et 5 pièces de pont. On néglige les autres éléments de structure du caisson (contreventements, ...). Le choix de cette géométrie est conditionné par deux facteurs :

- utiliser des dimensions suffisamment grandes pour s'affranchir des effets de bords dans les calculs et être représentatif de l'ouvrage ;
- limiter le nombre d'éléments de maillage pour pouvoir réaliser des calculs tout en créant un maillage suffisamment fin pour obtenir une précision correcte en vue de la comparaison des résultats aux mesures réalisées. Pour cela il a fallu se limiter à un tronçon pas trop « grand ».

Le tablier est constitué de trois matériaux dont les différents comportements sont détaillés plus loin :

- un platelage métallique d'épaisseur 14 mm ;
- une couche d'étanchéité Parafor Pont® d'épaisseur 3 mm ;
- une couche de roulement en enrobé Orthochape® d'épaisseur constante 70 mm.

Un collage parfait est postulé entre les différentes couches.

Afin d'assurer la continuité entre le tronçon étudié et le reste de l'ouvrage, les éléments de la géométrie (augets, pièces de pont, platelage, couche d'étanchéité et revêtement) sont encastres sur trois des quatre côtés de la structure. En outre, pour simuler l'appui des pièces de pont sur le bord extérieur du pont, une condition d'encastrement est également considérée.

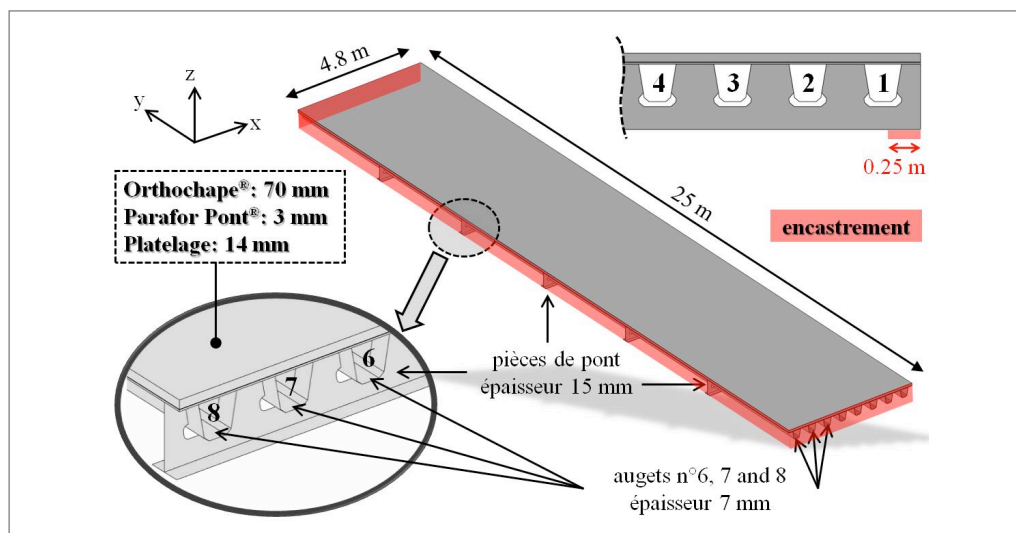


Figure 10 : modélisation en EF de la géométrie et des conditions d'appui du tronçon représentatif du viaduc de Millau

Maillage

Le maillage de ce tronçon du viaduc de Millau, représenté à la Figure 11, est réalisé en conformité avec les résultats de l'étude de maillage réalisée dans la référence [2]. Il est composé de 119 664 éléments ce qui correspond à 3 120 369 degrés de liberté lorsque l'on considère un comportement élastique pour les revêtements bitumineux et à 13 117 299 degrés de liberté pour un comportement viscoélastique. Le platelage métallique ainsi que la couche d'étanchéité et le revêtement bitumineux sont maillés par des éléments volumiques quadrangles ayant une fonction d'interpolation quadratique. Les éléments de la structure métallique inférieure (augets et pièces de pont) sont eux maillés par des éléments coques triangulaires ayant une fonction d'interpolation de degré 5. La liaison entre éléments coques (augets et pièces de pont) et les éléments volumiques du platelage métallique est un encastrement afin de simuler le plus fidèlement possible la présence de la soudure.

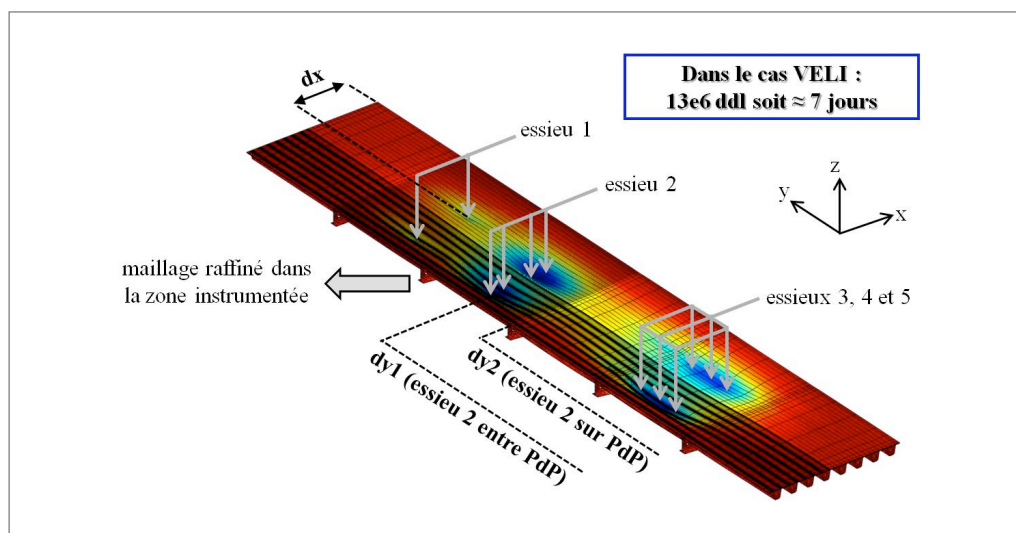


Figure 11 : maillage, chargement et exemple de champ de déplacements verticaux obtenus sur le tronçon représentatif du viaduc de Millau pour la position dy1 (essieu 2 entre pièces de pont)

Cas de chargement

Les cas de chargement considérés sont ceux réalisés lors des campagnes expérimentales, décrits précédemment et illustrés sur la Figure 11. La répartition de la masse du camion sur chaque essieu est prise en considération. En outre, on considère que le poids d'un essieu se divise également sur les roues le composant. Ce chargement est appliqué sur les empreintes de chaque pneu, également mesurées.

Comportement des matériaux

Le comportement de l'acier est considéré élastique linéaire isotrope (ELI). Les constantes élastiques considérées sont $E = 210$ GPa et $\nu = 0.3$. L'influence du comportement des matériaux bitumineux fait l'objet de cette étude. Différents types de comportement, fournis au Tableau 3, sont considérés pour les deux matériaux de revêtement (Orthochape® et Parafor Pont®) :

- ELI10 et ELI50 : ces calculs considèrent un comportement élastique linéaire isotrope (ELI) pour les matériaux bitumineux. Les paramètres élastiques sont déterminés en utilisant les simulations du modèle KVG3D Kelvin Voigt généralisé [13] à $n = 5$ éléments, réalisées à partir des essais de module complexe à une température de $10,5^\circ\text{C}$ et pour les deux vitesses considérées (10 et 50 km/h) (Figure 12). Pour cela, il faut déterminer la fréquence créée dans les couches par le passage du véhicule en fonction de sa vitesse. Celle-ci a été définie en utilisant les travaux de Francken [14] et Perret [15] qui proposent la relation entre la vitesse d'un véhicule et la fréquence de sollicitation dans les matériaux de structure.

$$f \text{ Hz} = 0,45.V \text{ km/h}$$

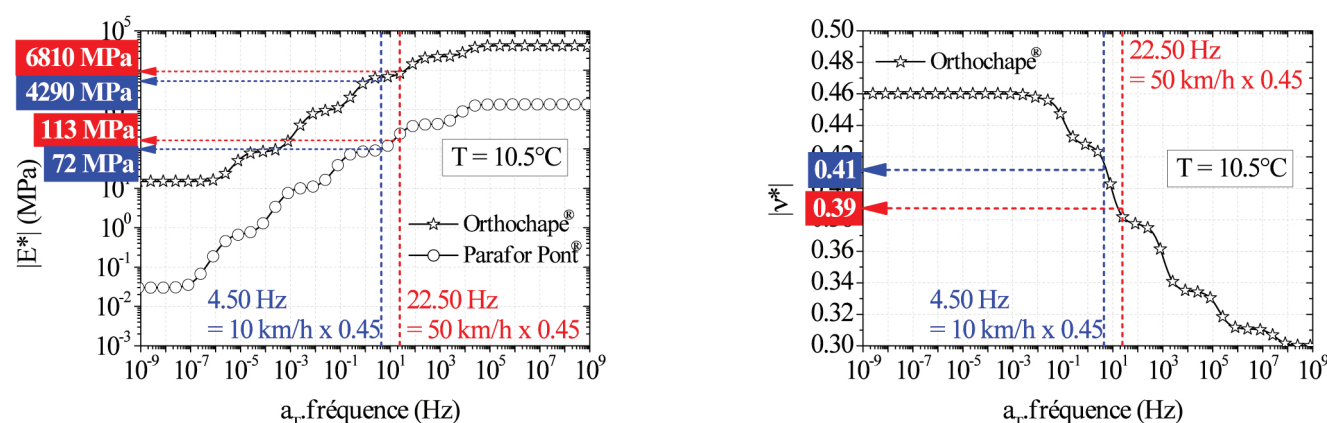


Figure 12 : détermination des paramètres élastiques à partir des courbes maîtresses obtenues lors des essais sur les deux matériaux bitumineux Orthochape® et Parafor Pont®
à gauche : norme du module complexe ; à droite : norme du coefficient de Poisson.

- ILE00 : ce calcul considère un comportement élastique linéaire isotrope (ELI) pour les matériaux bitumineux. Les paramètres élastiques sont déterminés à partir des essais de module complexe pour une fréquence qui tend vers 0. Ces valeurs, appelées E_{00} et ν_{00} , sont indépendantes de la température.
- ILE0 : ce calcul considère un comportement élastique linéaire isotrope (ELI) pour les matériaux bitumineux. Les paramètres élastiques sont déterminés à partir des essais de module complexe pour une fréquence qui tend vers l'infini. Ces valeurs, appelées E_0 et ν_0 , sont indépendantes de la température.
- VELI : ces calculs considèrent un comportement viscoélastique linéaire isotrope (VELI) pour les matériaux bitumineux (Orthochape® et Parafor Pont®) à la température considérée de $10,5^\circ\text{C}$. Ce comportement est décrit par le modèle KVG à $n = 5$ éléments afin de limiter le nombre de degrés de liberté du calcul. Le modèle est calibré à partir des essais de module complexe.

Les caractéristiques des différents comportements considérés sont indiquées au Tableau 3.

Nom	comportement	$E_{\text{Orthochape}}$	$\nu_{\text{Orthochape}}$	E_{Parafor}	ν_{Parafor}
ELI10	ELI	4 290 MPa	0,41	72 MPa	0,45
ELI50	ELI	6 810 MPa	0,39	113 MPa	0,45
ELI00	ELI	15 MPa	0,46	0.03 MPa	0,45
ELI0	ELI	41 500 MPa	0,30	1 350 MPa	0,45
VELI	VELI	modèle KVG	modèle KVG	modèle KVG	0,45

Tableau 3 : description des différents comportements des matériaux bitumineux (Orthochape® et Parafor Pont®) utilisés lors des simulations numériques à une température de 10°C
(ELI = Élastique Linéaire Isotrope ; VELI = ViscoÉlastique Linéaire Isotrope)

Bilan des résultats obtenus sur le viaduc de Millau

Pour étudier cette influence locale du revêtement, on trace sur la Figure 13 les déformations maximales, lors du passage du camion, de la jauge G4 située sous le platelage à mi-distance des pièces de pont n° 6 et 7 pour une position du camion $dx \approx 1770$ mm en fonction de la vitesse « v » du camion. On note qu'une vitesse de véhicule nulle correspond au cas sous chargement à $dx = 1770$ mm, avec l'essieu 2 situé entre les pièces de pont n° 6 et 7 (dy1). Le cas considérant une vitesse de véhicule de 10 km/h (resp. 50 km/h) correspond au passage 14 à $dx = 1750$ mm (resp. passage 16 à $dx = 1820$ mm).

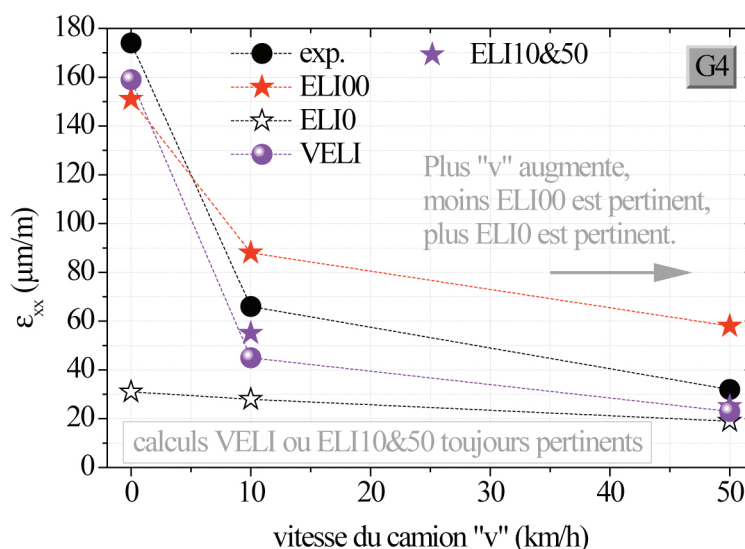


Figure 13 : déformations transversales ε_{xx} mesurées et calculées dans la structure métallique par la jauge G4 pour différentes vitesses (0, 10 et 50 km/h) et pour $dx \approx 1770$ mm
 Nota : les calculs ELI00 et ELI0 ne donnent pas la même valeur de déformation aux différentes vitesses car la position du camion est légèrement différente lors des passages correspondants

Cet exemple, qui traduit une tendance observée sur l'ensemble des autres jauges, synthétise les résultats (expérimentaux et issus des calculs) obtenus sur le viaduc de Millau. Les calculs visqueux permettent de traduire de manière très satisfaisante l'évolution des déformations dans la structure métallique quelle que soit la vitesse du véhicule. Cependant, afin de s'affranchir de ce calcul viscoélastique lourd, il est possible de réaliser, en fonction de la vitesse du camion, un calcul élastique « équivalent » :

- lorsque le camion roule, les paramètres de ce calcul élastiques sont déterminés en utilisant la méthode décrite précédemment. On utilise les courbes maîtresses tracées à une température de référence T_{ref} qui correspond à la température durant l'expérimentation, afin de déterminer la valeur du module d'Young et du coefficient de Poisson à la vitesse souhaitée (en utilisant l'équation).
- lorsque le camion est à l'arrêt, la méthode précédente ne peut pas être appliquée. Les paramètres élastiques équivalents correspondent alors aux valeurs E_{00} et ν_{00} obtenues à basses fréquences et/ou hautes températures lors des essais de module complexe. Il est à noter que ces paramètres sont indépendants de la température.

Concernant les calculs pour le cas ELI0, plus la vitesse (et donc la fréquence de sollicitation de la couche de roulement) augmente, plus ce calcul devient pertinent. Ces résultats sont en adéquation avec les phénomènes mis en évidence sur la structure de flexion 5 points revêtue de matériaux bitumineux, présentés précédemment et se déduisent de l'analyse du comportement viscoélastique linéaire.

Conclusion

À la lumière des différents résultats présentés dans cet article, de nombreuses conclusions peuvent être tirées :

- les essais et les simulations sur le viaduc de Millau sont proches, aussi bien dans le cas d'un chargement statique que sous une charge roulante à condition de considérer le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux. Cependant, il est possible dans chacun des cas (statique et charge roulante), d'évaluer les niveaux de déformations dans la structure métallique par des calculs élastiques tenant compte de paramètres appropriés. En particulier, sous chargement statique, il faut utiliser le comportement asymptotique des matériaux bitumineux du revêtement (enrobé et couche d'étanchéité) à basses fréquences et/ou hautes températures. Ces paramètres sont indépendants de la température. Sous charge roulante, l'utilisation de propriétés « élastiques équivalentes », à la température considérée et pour une vitesse de véhicule constante, semble satisfaisante. Ces conclusions sont en accord avec celles établies pour l'essai de flexion 5 points ;
- les revêtements bitumineux jouent un rôle local majeur de reprise des efforts et de diffusion des charges roulantes, réduisant les déformations de la tôle de platelage entre augets d'un facteur 3 (figure 13) sur les mesures effectuées sur le viaduc de Millau ; toutefois, cette action varie très fortement en fonction de la vitesse de la charge roulante et de la température, en raison du comportement visco-élastique de l'enrobé et de la couche d'étanchéité ;
- en revanche le rôle des revêtements bitumineux (système étanchéité + enrobé bitumineux) sur le comportement global de la structure est quasiment négligeable en raison de la grande rigidité apportée par les augets.

Références bibliographiques

- [1] Nguyen H.M. et al. « Time-Temperature Superposition Principle for bituminous mixtures », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 13, n° 9, pp. 1095-1107, 2009.
- [2] Pouget S. « Influence des propriétés élastiques ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope » Thèse de doctorat ENTPE-INSA, 254 p., 2011. [in French]
- [3] Pouget S. et al. « Modélisation tridimensionnelle du comportement visco-élastique linéaire des enrobés bitumineux : outil pour la conception des chaussées », 15 p., « Prix spécial du jury : Charles Parey » du CF-AIPCR 2008. [in French]
- [4] Pouget S. et al. « Numerical simulation of the five-point bending test designed to study bituminous wearing courses on orthotropic steel bridge », *Materials and Structures*, vol. 43, n° 3, pp. 319-330, 2010.
- [5] Pouget S. et al. « From the behavior of constituent materials to the calculation and design of orthotropic bridge structures », *Road Material and Pavement Design*, vol. 11, Special Issue EATA, pp. 111-144, 2010.
- [6] Pouget S. et al. « Mise au point d'un outil de calcul pour la conception des chaussées - Application aux revêtements de ponts orthotropes », *RGRA* n° 885, pp. 55-60, Juin 2010. [in French]
- [7] Pouget S. et al. « Outil de calcul avancé pour le dimensionnement des infrastructures routières : application aux revêtements de pont à dalle orthotrope » 2^e prix de l'innovation du cf-AIPCR, 14^e Congrès Mondial de la Route, 12 p., Mexico, 2011. [in French]
- [8] Pouget S. et al. « Modeling of viscous bituminous wearing course materials on orthotropic steel deck », *Materials and Structures*, Vol. 45, Issue 7, pp. 1115-1125, 2012.
- [9] Pouget S. et al. « Viscous energy dissipation in asphalt pavement structures and implication on vehicle fuel consumption » *Journal of Materials in Civil Engineering (JMCE)*, Vol. 24, Issue 5, pp. 568-576, 2012.
- [10] Pouget S. et al. « Effect of vehicle speed on the Millau Viaduct response » *Journal of Testing and Evaluation*, Special Issue ISAP 2012, 10 p., 2012. [accepted]
- [11] Pouget S. et al. « Calculation of viscous energy dissipation in asphalt pavements » *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 12 p., 2012. [accepted]

- [12] Tiouajni S. et al. « Approximation of linear viscoelastic model by generalized Kelvin Voigt or generalized Maxwell Models: Application to bituminous materials » Road Materials and Pavement Design (RMPD), vol. 12, Issue 4, pp. 897-930, 2011.
- [13] Pouget S. et al. « Propriétés mécaniques des revêtements bitumineux » Bulletin Ouvrage d'Art , n° 69-70, 2014.
- [14] Francken L. « Prado » Logiciel de calcul, Centre de Recherche Routière (CRR), Bruxelles, 1997. [in French]
- [15] Perret J. « Déformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic » Thèse de doctorat, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 263 p., 2003. [in French]
- [16] Buonomo M. et al. « Les essais de chargements statiques et dynamiques du viaduc de Millau » Bulletin Ponts Métalliques n° 24, Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (OTUA), 32 p., 2006.

Caractéristiques de la résistance mécanique du matériau BFUP et de sa connexion pour un renforcement de platelage métallique

Adrien HOUEL - ENTPE, Laurent ARNAUD - ENTPE, Daniel BITAR - CTCM, Claire ROCHER - CTCM

Introduction

Dans le cadre du programme Orthoplus, la compréhension de la contribution du revêtement à la reprise des efforts est étudiée. Cela s'applique notamment pour un matériau présentant une rigidité élevée comme c'est le cas avec le Béton Fibré à Ultra-haute Performance (BFUP). Ce béton présente en effet d'excellentes caractéristiques en traction car renforcé de fibres métalliques qui lui confèrent de la ductilité. Il présente aussi des qualités nécessaires à la fonction de revêtement : imperméabilité, résistance aux chocs, au feu, au gel. Il pourrait donc remplir à la fois les fonctions de renforcement et de protection du platelage métallique. Cependant, la contribution mécanique résulte du transfert des efforts entre la dalle et son revêtement. Cela soulève une première question : comment lier mécaniquement le platelage et le revêtement ?

Ensuite, il convient de caractériser l'évolution du matériau à la fatigue c'est-à-dire sous charge modérée et répétée un grand nombre de fois. La question est donc, comment vont réagir le revêtement et l'association revêtement plus dalle à ces sollicitations cycliques, c'est-à-dire comment les propriétés mécaniques de l'ensemble vont-elles évoluer au cours du temps ?

Une première partie de l'étude consiste à caractériser le comportement du Béton Fibré à Ultra Haute Performance sous chargement cyclique [1-2]. Cette caractérisation a été réalisée à l'ENTPE par analogie à celle des revêtements bitumineux sur éprouvettes cylindriques, puis, grâce à des essais de flexion 5 points encore appelés essai de flexion inverse. Ces deux types d'essais s'avèrent complémentaires : le premier permet une caractérisation intrinsèque des performances du matériau notamment pour ce qui est de la fatigue, alors que le second type renseigne sur le comportement de la structure composite béton - connecteurs - platelage métallique.

L'adhérence physico-chimique à l'interface tôle de platelage - dalle mince en BFUP n'est pas suffisante pour transmettre le flux de cisaillement dû aux charges de service. Même un gradient de température est suffisant pour annuler cette adhérence. La mixité ne peut donc être assurée, surtout vis-à-vis de la charge de fatigue, que par une connexion mécanique.

Plusieurs types de connexion sont étudiés dans le cadre du projet Orthoplus. L'objectif est d'arriver à une connexion facile à mettre en place, possédant une résistance et une ductilité permettant à la fois de réduire le nombre de fixations et de répartir le flux de cisaillement.

La caractérisation de plusieurs modes de connexion mécanique entre la dalle en BFUP et la tôle de platelage est détaillée dans la deuxième partie de l'article.

Le BFUP

Les Bétons à Ultra Hautes Performances (BFUP) se caractérisent par des formulations spécifiques : un empilement granulaire dense, un dosage élevé en ciment, et un renforcement de la matrice par ajout de fibres métalliques ou organiques [3-5]. Dans le cadre de ce travail, nous avons testé le BSI CERACEM® préparé par Eiffage TP, dont les principales caractéristiques sont données dans la tableau 1.

Le comportement mécanique de ce type de béton, en compression simple, est élastique puis pseudo-plastique avec une certaine ductilité post-pic. Le niveau minimal admissible en résistance à la compression simple est de 150 MPa. L'Eurocode 2 pour les bétons fibrés métalliques ne prend pas en compte les chargements cycliques mais il autorise les fissures. Il est donc nécessaire, pour des questions de durabilité avec un platelage métallique, de savoir comment évoluent en fatigue d'éventuelles fissures au sein du BFUP. Les études antérieures [6] montrent que :

- la dispersion des mesures implique que le nombre d'éprouvettes doit être supérieur à 5 par niveau de charge pour prédire à 20 % le nombre de cycles avec une probabilité de 0,9 ;

- si le dosage en fibres est faible, les fissures interviennent principalement à l'interface ciment - granulat ;
- le mode d'obtention des éprouvettes du BFUP, par carottage ou par moulage direct, influence significativement les résultats.

Ainsi, le BFUP est un matériau dont les caractéristiques intrinsèques peuvent contribuer à améliorer la construction de ponts métalliques orthotropes. Ce type d'ouvrage permettant de grandes portées pourrait être amélioré en remplaçant le revêtement en béton bitumineux par du BFUP qui jouerait à la fois, le rôle de couche de roulement et un rôle structural de renforcement de la dalle métallique. La connaissance du comportement à la fatigue de ce matériau est donc essentielle.

Caractéristiques mécaniques		
Densité	ρ	2.80t/m ³
Résistance caractéristique en compression à 28 jours	f_{c28}	165 MPa
Résistance caractéristique en traction à 28 jours de la matrice	f_{t28}	8,8 MPa
Résistance caractéristique en traction à 28 jours du matériau fibré	σ_{bt28}	8,8 MPa
Valeur caractéristique du module d'Young à 28 jours	E_{i28}	65 GPa
Coefficient de Poisson	ν	0,2
Coefficient de dilatation thermique	α	11,5 μ m/m
Retrait endogène à l'infini	ϵ_{re}	550
Retrait de dessiccation à l'infini	ϵ_{rd}	150
Fluage propre et de dessiccation (chargement à $t_1=48$ h)	k_{fl}	1
Caractéristiques rhéologiques		
Durée Pratique d'Utilisation	DPU	2 heures
Etalement au cône DIN (sans secousse de la table) à t_0+2 min	e (cm)	60 e 68
Teneur en air occlus	A0	3,5 %
Composition pour 1 m ³		
Prémix : SIKA CERACEM BFM-MILLAU	2355,1 kg	± 2 %
Superplastifiant : SIKA VISCOCRETE 5400F	44,6 kg	± 2 %
Eau ajoutée	195 kg	± 2 %
Fibres métalliques droites ($L_f=20$ mm $\Phi=0,3$ mm)	195 kg	± 2 %

Tableau 1 : caractéristiques du « Ceracem Millau » déterminées suivant les préconisations du document « Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations provisoires » [3]

Pour déterminer le comportement des BFUP à la fatigue, les essais en traction sont très intéressants notamment pour la détermination des courbes de Wöhler du matériau. Peu d'études présentent des courbes de Wöhler qui caractérisent un matériau en fatigue. Néanmoins, d'après [7], les critères importants de la formulation du BFUP, vis à vis de la fatigue, sont la géométrie des fibres ainsi que leur dosage (exprimé en pourcentage volumique). Les niveaux de sollicitation sont déterminés en fonction du module à la rupture de chaque matériau :

- « la résistance à la fatigue » (c'est-à-dire le nombre de cycles à la rupture), augmente avec la teneur en fibres ;
- la limite d'endurance, définie comme la contrainte de fatigue qui permet d'atteindre 2 millions de cycles, augmente avec le dosage en fibres pour les fibres à crochets. Pour les autres géométries, cela ne se vérifie pas.

La rupture peut intervenir pour différentes causes :

- rupture par fatigue des fibres, si le diamètre des fibres est petit ou pour de faibles pourcentages de fibres (inférieur à 1 %) ;
- rupture par plastification des extrémités des fibres à crochets ou le descellement des fibres droites (si la matrice est peu compacte) ;
- Cependant, d'après [6], il n'y a pas rupture par fatigue des fibres. Leur scellement dans la matrice est trop court.

Les paramètres pouvant intervenir dans la fatigue des éprouvettes de BFUP sont nombreux. Toutefois [6] réussit à isoler plusieurs paramètres influençant fortement le nombre de cycles à la rupture. La campagne d'essais menée concerne des éprouvettes de CEMTECMultiscale® en forme de petites dalles. Celles-ci sont sollicitées par un dispositif de flexion 4 points où l'effort appliqué est contrôlé. Plusieurs points sont à noter :

- Il est mis en évidence un seuil de déformation critique en dessous duquel la dalle ne se rompt pas pendant l'essai, ce seuil est de $1,27 \times 10^{-3}$.
- Il y a bien trois phases de fissuration :
 - la première fissuration du matériau,
 - le phénomène de pontage : de plus en plus de fibres participent à la reprise des efforts, les fissures se stabilisent. Cette étape est celle qui comprend le plus grand nombre de cycles,
 - la rupture de l'échantillon, les fibres sont déchaussées, le matériau n'est plus cohérent.
- La limite d'endurance à deux millions de cycles est supérieure à la limite pseudo-élastique [6].

Essais réalisés par l'ENTPE dans le cadre de Orthoplus

Dans le cadre du projet ORTHOPLUS, l'ENTPE a notamment étudié :

- le comportement en fatigue du BSI CERACEM® pour établir la courbe de Wöhler du matériau en traction directe sur éprouvette fissurée ;
- le comportement à la fatigue du complexe dalle orthotrope - liaison - revêtement BFUP.

Les échantillons

Les éprouvettes utilisées ont été réalisées à partir d'une même gâchée du matériau BSI CERACEM®. Elles ont été coulées le 5 mars 2009. Trois types d'éprouvettes ont été disponibles :

- 20 éprouvettes cylindriques de hauteur 14 cm et diamètre 7 cm ;
- 6 éprouvettes cylindriques de hauteur 22 cm et diamètre 11 cm ;
- 6 dalles de bétons BFUP d'épaisseur $e=3$ cm coulées sur platelage métallique (58 cm x 20 cm) avec deux types de connexions : goujons « Nelson » ou treillis soudé.

Les dispositifs expérimentaux

Essais de traction/compression uniaxiale sur cylindre entaillé

Les essais de traction uniaxiale sur cylindre entaillé présentent l'avantage de « pré-localiser » la fissure dont on suit l'ouverture. L'éprouvette cylindrique est entaillée en son milieu selon le schéma de la Figure 1 :

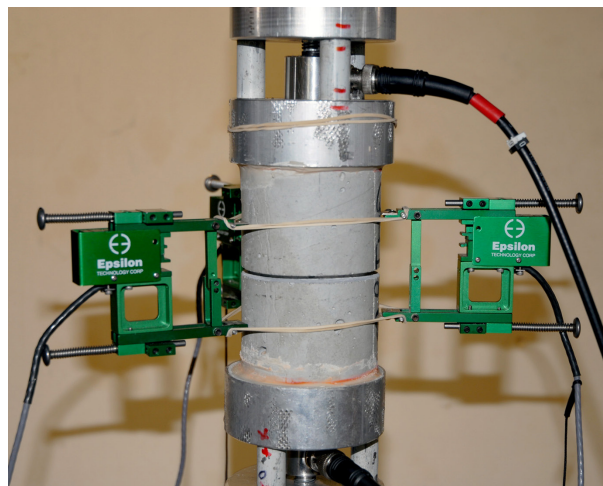


Figure 1 : schéma d'une éprouvette entaillée pour un essai de traction uniaxiale ou un essai de fatigue avec le positionnement des pastilles ultrasonores permettant le suivi mécanique continu en cours d'essai

Les trois extensomètres qui mesurent l'ouverture de la fissure sont positionnés selon 3 génératrices à 120° . On suppose que seule la zone centrale de l'entaille se déforme. Cette hypothèse se justifie du fait de la diminution de la section au niveau de l'entaille. D'éventuels défauts dans les parties supérieures ou inférieures de l'éprouvette ne seront donc pas mesurés lors de l'essai. Ce protocole est utilisé pour deux types d'essais :

- essai de traction directe monotone permettant de connaître la résistance en traction de l'éprouvette
- essai de fatigue : essai cyclique de traction/compression permettant de mesurer, à contrainte donnée, le nombre de cycles nécessaires pour aller jusqu'à la rupture.

Essais de flexion 5 points

Les essais de flexion ont été conçus pour caractériser la connexion puis l'endommagement à la fatigue, dans le cadre de revêtements de ponts à dalle orthotrope. L'essai de flexion 5 points a initialement été développé par le LCPC [8]. Depuis 2003 à l'ENTPE, celui-ci a été adapté et amélioré en termes d'instrumentation [9-12]. Il est représentatif des efforts subis sous charge de trafic par un pont à dalle orthotrope dont le tablier est à la fois souple mais raidi par des augets longitudinaux.

Le schéma mécanique de l'essai comprend deux appuis simples et une nervure centrale encastrée en partie inférieure. Dans le prolongement du piston hydraulique, un bâti doublement rotulé, permet, malgré les irrégularités de surface, de solliciter, de manière répartie, l'échantillon de part et d'autre de la nervure et ainsi d'obtenir un essai de flexion. La sollicitation conduit à générer des efforts de traction dont les plus importants sont observés au droit de la nervure. Le schéma de principe du montage est donné Figure 2 :

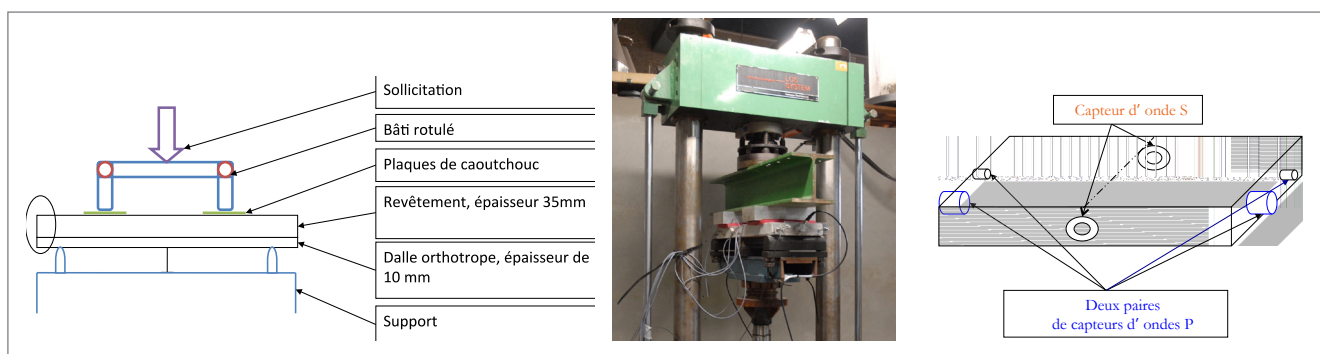


Figure 2 : schéma de l'essai de fatigue sur un échantillon de dalle orthotrope recouverte de son revêtement (à g.), photo du dispositif expérimental (au mil.) et positionnement des pastilles ultrasonores permettant le suivi mécanique continu en cours d'essai (à dr.)

Des capteurs de déplacements LVDT pour surveiller l'initiation de fissures sont positionnés dans la zone où les efforts de traction sont les plus élevés. Des jauges de déformations sont également collées sur le revêtement en BFUP, comme celles utilisées sur les revêtements en béton bitumineux [12].

Les résultats

Essais de traction directe uniaxiale sur cylindre entaillé

On observe deux phases d'évolution : une phase de mise en place puis une phase de rupture. Pendant la première phase, c'est la matrice cimentaire qui fissure puis ce sont les fibres qui cèdent petit à petit.

Les résultats montrent une ouverture progressive des fissures au niveau de l'entaille. La première phase d'évolution correspond à la sollicitation de la matrice cimentaire qui rompt avec le premier maximum d'effort. Ensuite l'ensemble de la sollicitation se reporte sur les fibres dans la section fissurée. Le comportement montre un fort plateau de ductilité.

Les fibres cèdent progressivement en émettant des bruits qui sont constatés jusqu'à la fin de l'essai.

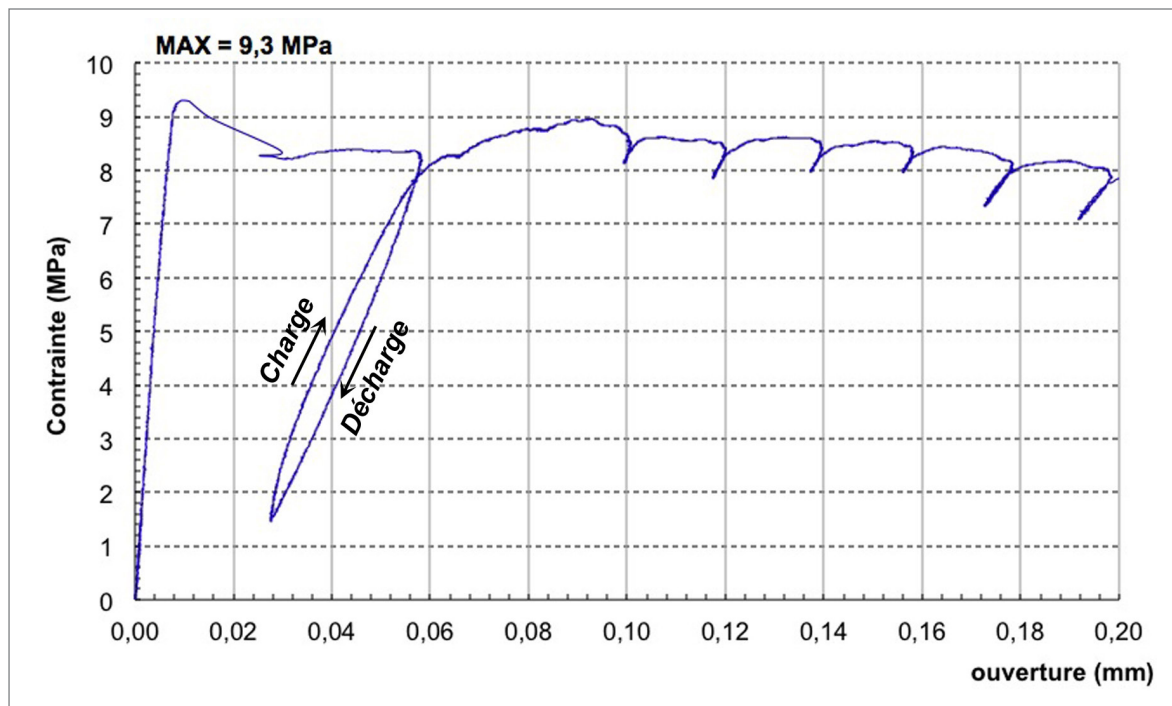


Figure 3 : mesure de la contrainte en fonction de l'ouverture de la fissure

La résistance obtenue à la traction est de 21 kN, soit 9,3 MPa pour une valeur caractéristique de 8,8 MPa. L'ouverture de la fissure a été poursuivie jusqu'à 4,2 mm et les fibres exerçaient encore une résistance (Figure 3).

Cette valeur de résistance en traction est déterminante puisque les structures sont très souvent soumises à de la flexion. Par exemple, les structures en béton armé qui se fissurent risquent d'être corrodées, ce qui met en danger la stabilité de l'ouvrage. C'est donc un avantage très important du BFUP. Sa plus grande résistance en traction permet notamment de faire des ouvrages plus résistants, plus durables et plus élancés et de réduire le volume du matériau utilisé.

Essais de fatigue en traction/compression uniaxiale sur cylindre entaillé

Les résultats présentés ci-après sont représentatifs de la campagne expérimentale menée.

Le premier résultat présenté concerne une éprouvette cylindrique de hauteur 14 cm et diamètre 7 cm. La sollicitation maximale est de 3,0 MPa en traction / compression pendant environ 656 000 cycles avant rupture.

La Figure 4 montre les déformations de la partie centrale de l'éprouvette en fonction du temps. Les résultats montrent très clairement deux grandes phases de l'essai. La première phase dure environ jusqu'au 530 000^e cycle. C'est la phase que [6] décrit comme une phase de pontage : la matrice cimentaire est amenée progressivement à la rupture. De plus en plus de fibres sont sollicitées, l'endommagement évolue au sein même du matériau, mais il reste difficilement visible au niveau de la mesure d'ouverture de fissure.

La deuxième phase s'effectue en deux temps : il s'agit de la phase de rupture. On retrouve les mêmes 'sursauts' que pour l'essai de traction directe uniaxiale. A chaque fibre ou groupe de fibres qui cède, l'ouverture de fissure augmente brutalement (sursaut), pour ensuite se stabiliser sur une quinzaine de milliers de cycles dans un premier temps puis pendant 80 000 cycles dans un deuxième temps. Pendant les 80 000 derniers cycles, l'ouverture est en constante augmentation dans le sens de la traction. Mais, au contraire d'un béton non armé classique, le BFUP reste ductile et conserve une capacité résistante ce qui permet, dans le cas de fissures de fatigue, de prendre des mesures avant la ruine totale de l'ouvrage.

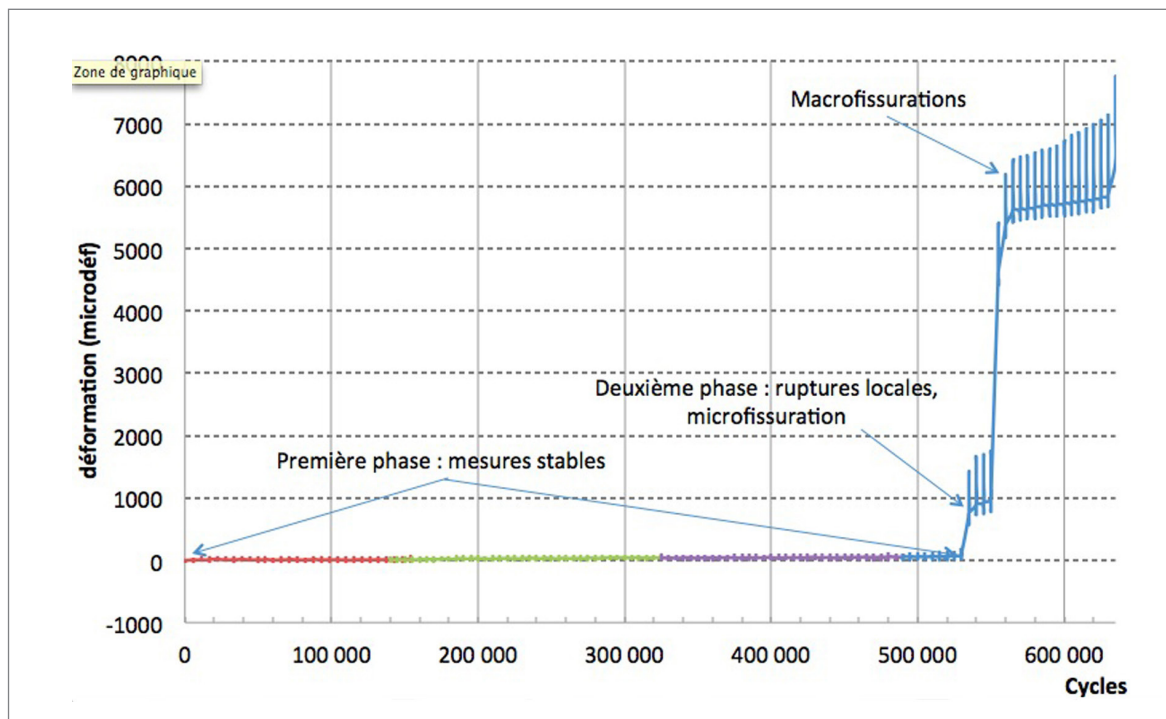


Figure 4 : moyenne et amplitude des déformations sous sollicitation cyclique de +/- 3,0 MPa sur éprouvette entaillée

Sur la Figure 5, les cycles de contraintes-déformations sont représentés. Pour l'ensemble des cycles, il est à noter que pour les phases correspondant à une compression ($\sigma < 0$), la pente reste de l'ordre de grandeur des pentes au cours des phases de traction avant ouverture de la fissure (pontage).

On constate de nouveau deux périodes bien distinctes.

La première période de pontage où la pente contrainte - déformation reste sensiblement la même, elle correspond au premier « paquet » de cycles avec de faibles déformations. La pente donnerait un module de 70 GPa pour cette période, module légèrement supérieur au 65 GPa annoncé par le fabricant.

Le deuxième groupe de cycles est plus incliné ce qui traduit une baisse du module de l'ordre de 0,6 GPa. Une deuxième manière de caractériser l'endommagement subi par le matériau, est représentée par l'aire dessinée pour chaque cycle. En effet, elle correspond à la dissipation intrinsèque du matériau. On observe clairement une augmentation de l'aire sur les derniers cycles.

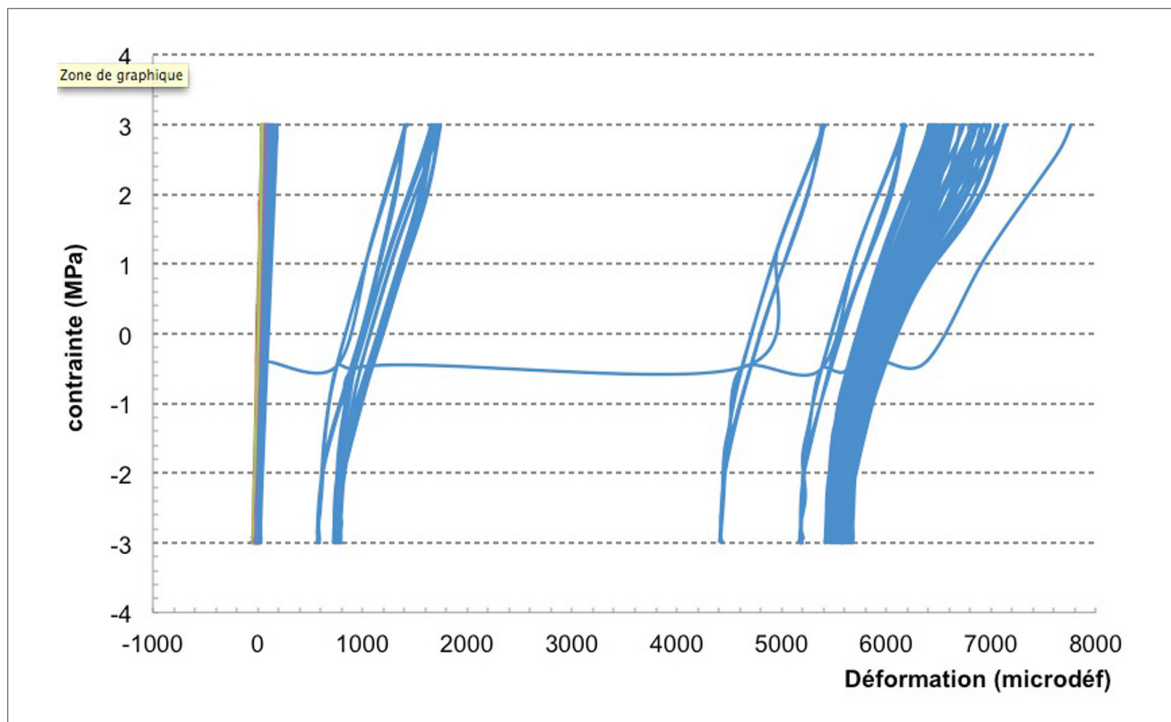


Figure 5 : cycles de contrainte - déformation lors de l'essai sous sollicitation cyclique de +/- 3,0 MPa sur éprouvette entaillée

Le deuxième résultat présenté concerne une éprouvette cylindrique de hauteur 22 cm et diamètre 11 cm sous une sollicitation maximale de 2,9 MPa en traction / compression. Elle a cédé au bout de 235 000 cycles (Figure 6).

On constate un endommagement constant de l'éprouvette. Dès le début de l'essai, la fissure s'ouvre. Le phénomène est lent et régulier. La matrice cimentaire étant fragile, le côté progressif de l'endommagement est donné par les fibres métalliques qui récupèrent les efforts avant de céder ou de se déchausser.

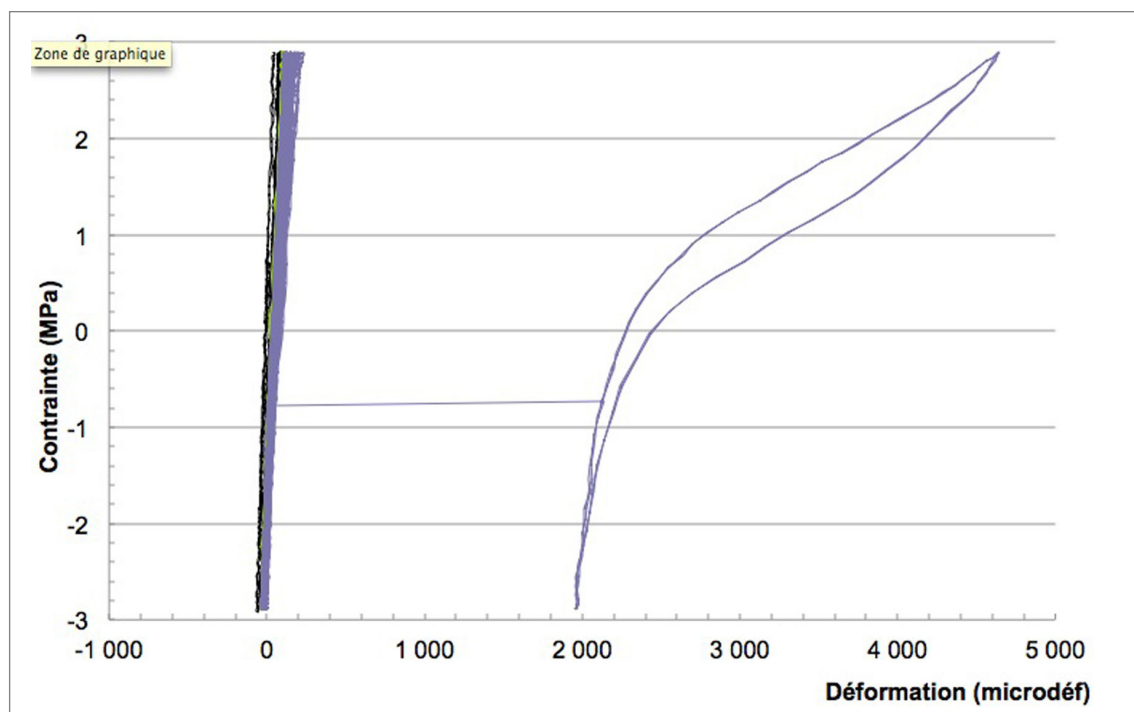


Figure 6 : cycles de contrainte - déformation lors de l'essai sous sollicitation cyclique de +/- 2,9 MPa (éprouvette entaillée de diamètre 11 cm)

La bibliographie et les résultats issus de la présente campagne expérimentale conduisent toutes à penser que le comportement du BFUP en fatigue est complexe. L'essai de traction compression uni-axiale en fatigue sur éprouvette entaillée confirme l'existence d'une phase de pontage pendant laquelle les fibres participent de plus en plus à la résistance, puis d'une phase de rupture pendant laquelle les fibres se déchaussent mais continuent de donner de la cohérence au matériau.

Ces premiers essais sont représentés en Figure 7 sur une courbe de Wöhler. Néanmoins, leur représentation statistique reste à confirmer, ainsi que l'incidence de la pré-existence de l'entaille.

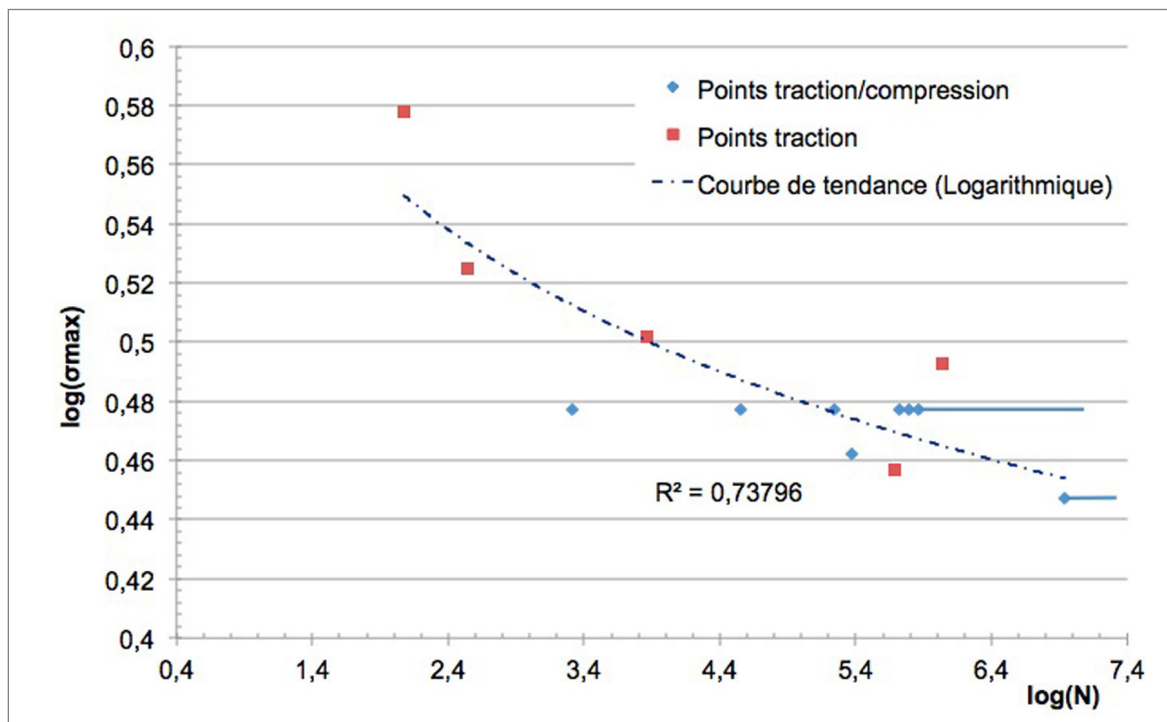


Figure 7 : courbe de Wöhler pour le BSI-CERACEM®

Au final, nos essais se sont situés dans deux zones distinctes du comportement à la fatigue du matériau BFUP :

- une zone oligocyclique : qui correspond à des sollicitations importantes et des ruptures avec des petits nombres de cycles ;
- une zone d'endurance limitée : qui correspond à des périodes bien plus grandes de sollicitations. L'éprouvette entaillée subit d'abord une « adaptation élastique » puis ne se déforme plus beaucoup jusqu'à la rupture finale. La majeure partie des points obtenus est dans cette zone.

Essais de flexion 5 points

Ce dispositif a permis de caractériser le comportement de la connexion - goujons soudés ou treillis (soudé sur la platelage métallique) - et le comportement à la fatigue du complexe - platelage métallique + BFUP connecté.

Caractérisation de la connexion

Expérimentalement, les dalles connectées par treillis soudés possèdent une limite statique avant fissuration qui se trouve entre 40 et 50 kN alors que, pour les dalles avec goujons, la limite est inférieure à 40 kN. En effet, la connexion par goujons ne reprend pas les efforts de flexion. Cela se caractérise par une fissuration importante au niveau de la partie centrale de la dalle. Ceci est en partie dû au fait que la liaison est ponctuelle en comparaison avec la liaison treillis qui elle est mieux répartie.

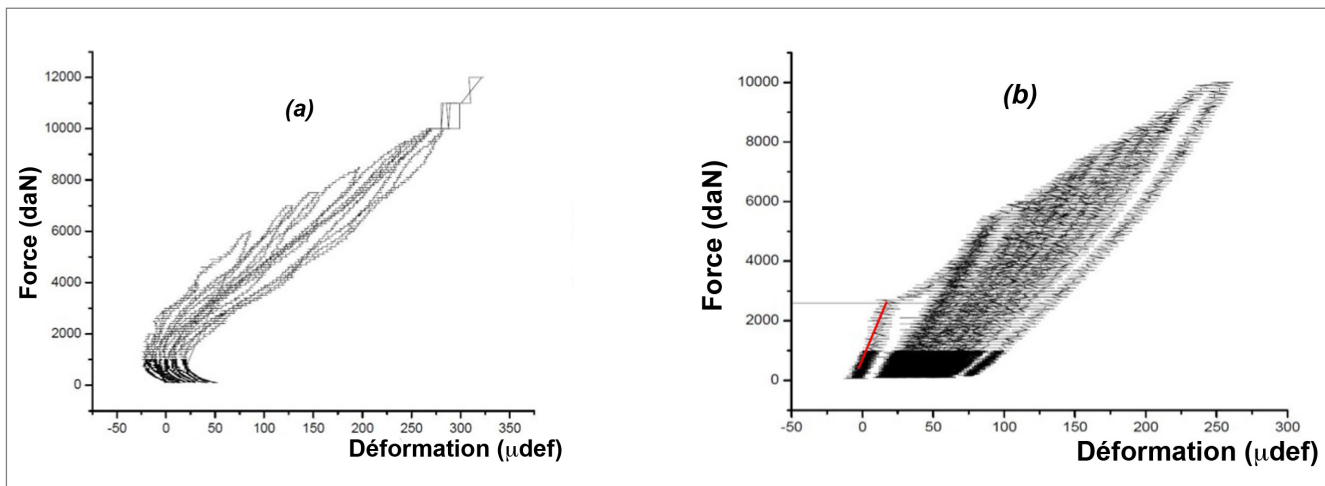


Figure 8 : déformations mesurées sur la face supérieure du revêtement au centre de l'échantillon sous un chargement de type rampe progressif entre 0 et 100 kN pour les 2 types de connexions : (a) treillis, (b) goujons

Essai de fatigue en flexion 5 points

Les essais ont montré que la connexion de type goujon avait tendance à fissurer plus vite et de manière plus localisée que la connexion treillis, notamment sur la partie supérieure centrale de la dalle testée (Figure 8). De plus, ils mettent en évidence que la connexion treillis agit davantage comme un renfort comme peuvent le faire des armatures passives dans un béton alors que la connexion par goujons présente des fissurations précoces lors des essais. Cependant cette dernière possède visiblement à plus long terme un meilleur comportement à la fatigue, les fissures constatées étant plus courtes et se propageant peu (Figure 9).



Figure 9 : comparaison visuelle de la fissuration sur la surface supérieure du revêtement sous un chargement de 40 kN à 2 millions de cycles pour les 2 types de connexion : à gauche treillis, à droite goujons

Connexion mécanique dalle BFUP-Tôle de platelage

Dans le cadre du projet ORTHOPLUS, le CTICM a quant à lui étudié le comportement de différents types de connexion entre la dalle en BFUP et la tôle de platelage métallique.

En construction mixte acier-béton, la caractérisation d'une connexion (connecteur, colle, etc.) passe par l'évaluation de son comportement vis-à-vis du glissement à l'interface acier-béton et du soulèvement entre la dalle et l'élément métallique.

Trois types de connexion ont fait l'objet d'études préliminaires :

- Connexion par goujons soudés à dimensions réduites. La hauteur des goujons ne doit pas dépasser 25 mm afin que le goujon soit enrobé correctement dans une épaisseur de dalle BFUP de 35 mm. On s'oriente vers des goujons soudés standards de hauteur 25 mm et de diamètre 13 mm. Pour la mise en œuvre, le soudage sera automatique. La désignation du goujon est NELSON SA13, 25.

- Connexion par goujons tige filetée avec ou sans écrou. Ce choix est motivé par la possibilité de réduire la hauteur et le diamètre tout en gardant la procédure de soudage automatique. Un goujon tige filetée de hauteur 20 mm et de diamètre 12 mm est retenu ; un écrou M12 de hauteur 10 à 12 mm sera mis en place si nécessaire. La désignation du goujon est NELSON - MPF, M12 x 20 avec ou sans écrou M12.
- Connexion par armatures soudées sur le platelage. Les études préliminaires (modélisation fine par EF - Figures 10a-b avec comme paramètres : diamètre des armatures, espacement longitudinal et transversal et nombre de points de soudure) ont conclu à retenir un treillis soudés à fils de diamètre 8 mm avec maillage 100 x 100 soudés par points dans le sens du flux de cisaillement longitudinal toutes les deux mailles est retenu.

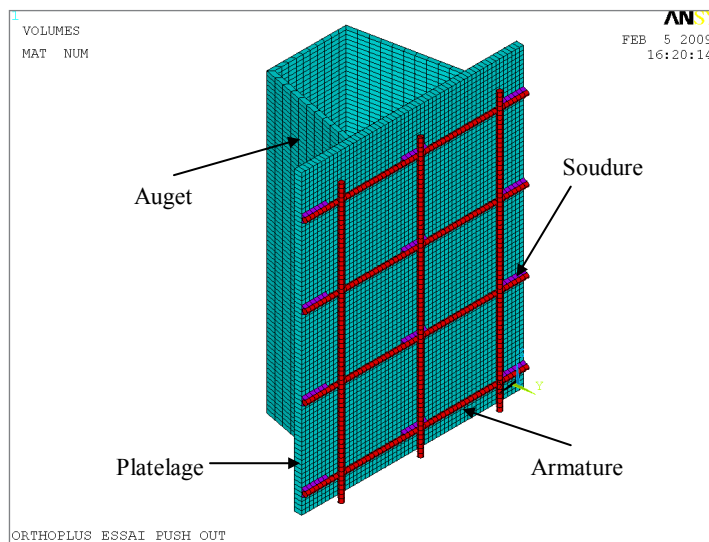


Figure 10a : modélisation par EF d'un essai Push-out

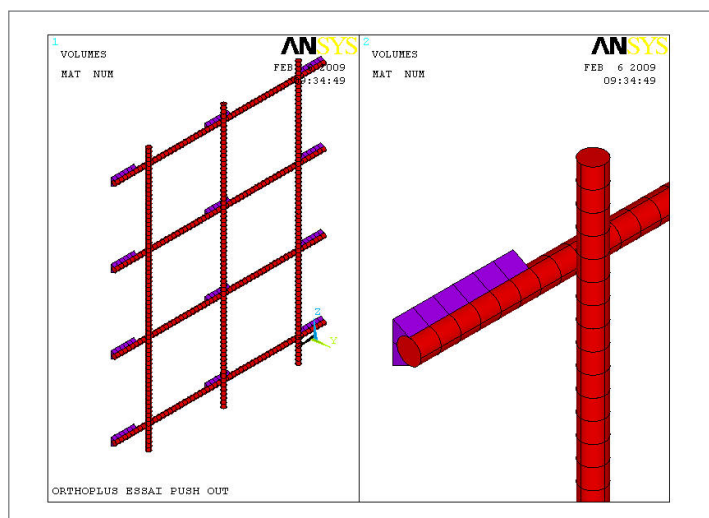


Figure 10b : modélisation armatures et cordons de soudure

Les trois types de connexion sont testés au glissement en réalisant des essais push-out. À la lumière des résultats expérimentaux, la connexion la plus défavorable sera éliminée. Ensuite, des essais d'arrachement (pull-out) seront réalisés pour les deux connexions restantes en vue de retenir à l'issue de ces essais la connexion la plus favorable pour la connexion BFUP - Tôle de platelage.

Comportement au glissement - Essais Push-out

Principe et éprouvettes

Les éprouvettes Push-Out sont fabriquées en respectant le principe de l'EN1994-2 avec une adaptation au cas de platelage orthotrope. Il s'agit de souder deux augets avec leur tôle de platelage, pour assurer la symétrie, de mettre en place la connexion sur la surface de la tôle de platelage et de couler ensuite le BFUP (Figures 11a-b)



Figure 11a : éprouvettes avant mise en place de la connexion

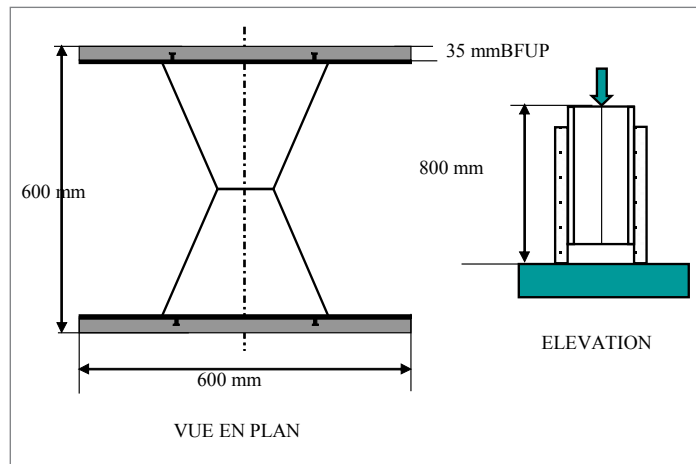


Figure 11b : dimensions et principe de l'essai Push-out

Les éprouvettes avec goujons sont réalisées avec quatre fixations par face ; celles avec treillis soudés sont réalisées avec deux armatures soudées dans le sens de l'effort avec des points de 50 mm.

Des informations complètes sur les dimensions et la disposition de la connexion sont données dans les rapports orthoplus (Bitar, Rocher - 2009 et 2010)

En résumé les essais sont répartis de la manière suivante :

- Goujons à tête soudés type Nelson ($h=25$ mm, $d=13$ mm) (2 éprouvettes) ;
- Goujons en tige filetée soudés sur la tôle de platelage ($h=20$ mm, $d=12$ mm + Ecrous M12) (4 éprouvettes) ;
- Treillis soudés (S8 - 100 x 100) (4 éprouvettes).

Le nombre réduit d'essais pour les goujons à tête résulte de la bonne maîtrise des études préliminaires pour caractériser ce mode de connexion.

Chargement et mesures

La charge est appliquée sous presse de 2000 kN (Figure 12).



Figure 12 : presse d'application du chargement - Essais Push-out

À partir des études préliminaires une charge P_{cal} de ruine prévisible est calculée.

L'essai Push-out est réalisé en deux phases :

- une phase de 25 cycles entre 0,05 P_{cal} et 0,4 P_{cal} (ceci a pour but d'éliminer l'adhérence) ;
- une phase monotone croissante par palier de chargement jusqu'à la ruine.

La vitesse de chargement est de l'ordre de 4 à 5 kN/min.

La mesure du glissement entre les dalles BFUP et la tôle de platelage est effectuée de façon continue au cours du chargement par quatre capteurs de déplacement placés au droit des fixations (Figure 13). De plus, la séparation transversale (écartement des dalles BFUP perpendiculairement à l'effort) est mesurée en vue de valider la représentativité de l'essai. La séparation est restée très faible, voire négligeable, ce qui a permis de conclure à la validité de l'essai pour donner le comportement au cisaillement de la connexion.



Figure 13 : mesures du glissement par capteurs de déplacement

Résultats

a) Mode de ruine

La ruine est obtenue d'une manière très ductile pour les éprouvettes avec goujons. Le cisaillement des goujons à l'extérieur du bourrelet de soudure est observé après une grande déformation du fût des goujons. En revanche, le BFUP autour des goujons est resté presque intact (Figure 14).



Figure 14 : essai Push-out avec goujons - ruine par cisaillement des goujons

Pour les éprouvettes avec treillis soudés, la ruine s'est produite d'une manière relativement soudaine avec une séparation importante entre le BFUP et la tôle de platelage (Figure 15).



Figure 15 : essai Push-out avec Treillis Soudés - ruine par désolidarisation BFUP-Platelage

b) Courbes charge-glissement

Les courbes charge/glissement pour chaque type de connexion sont données ci-dessous.

Goujons soudés (Figure 16)

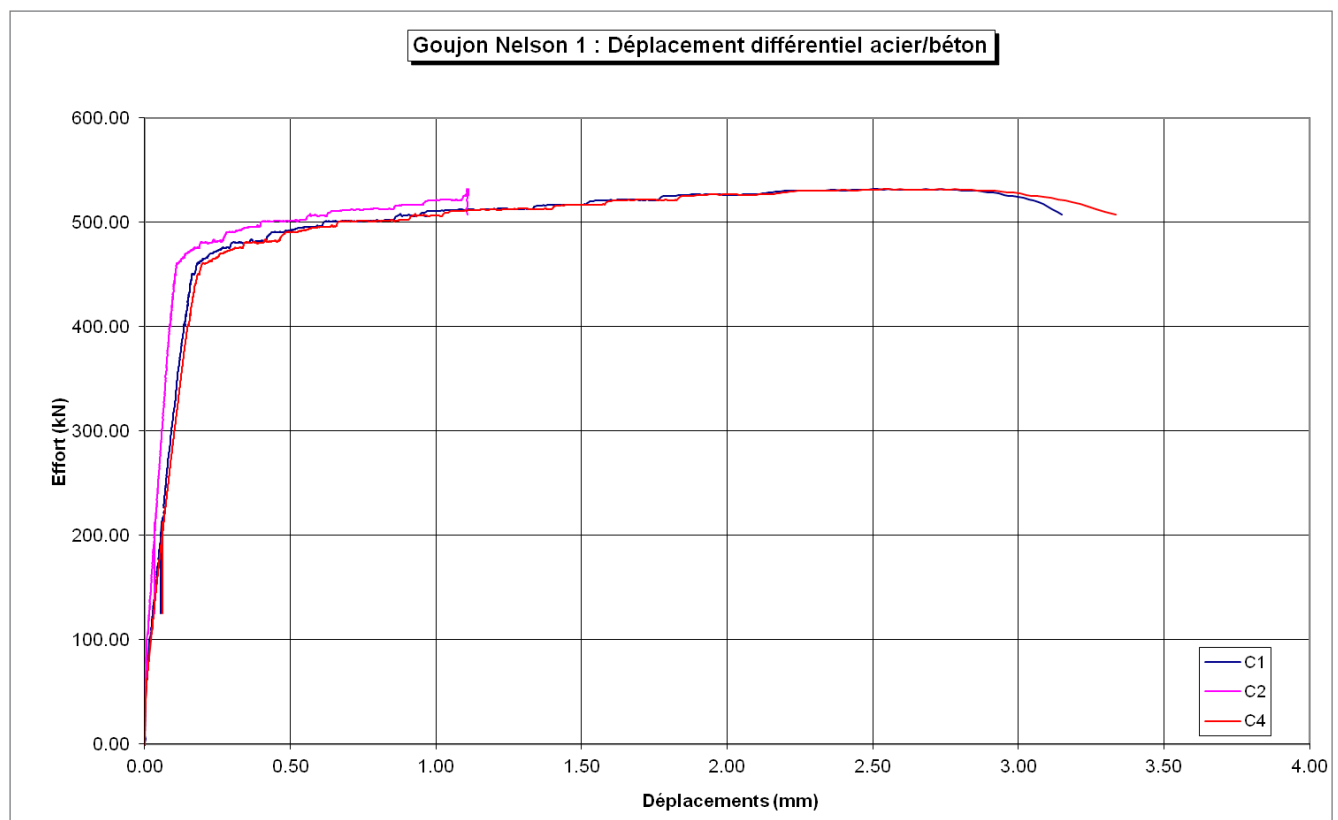


Figure 16 : courbes charge-glissement à partir des essais push-out avec des goujons soudés

Goujons en tige filetée avec écrou (Figure 17)

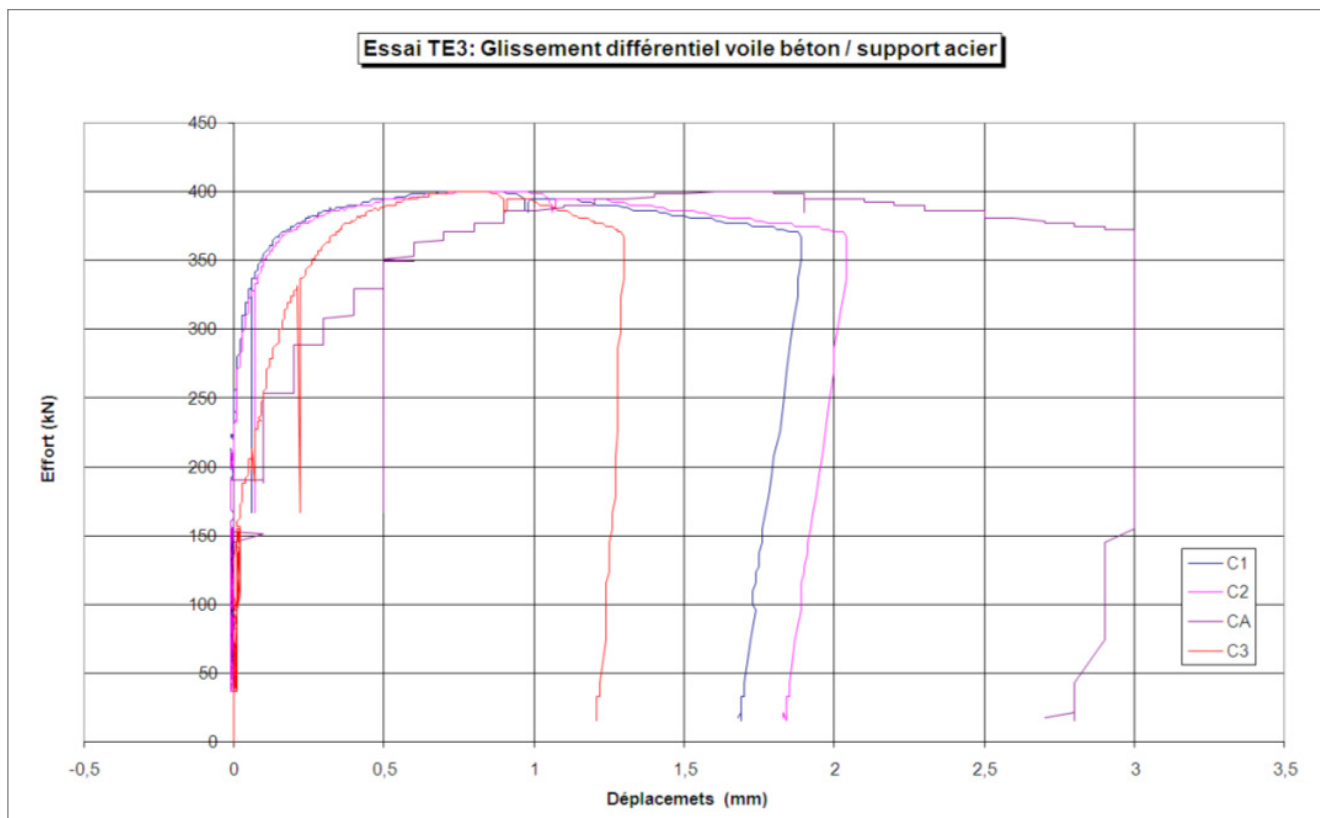


Figure 17 : courbes charge-glissement à partir des essais push-out avec des goujons tige filetée

Treillis Soudés (Figure 18)

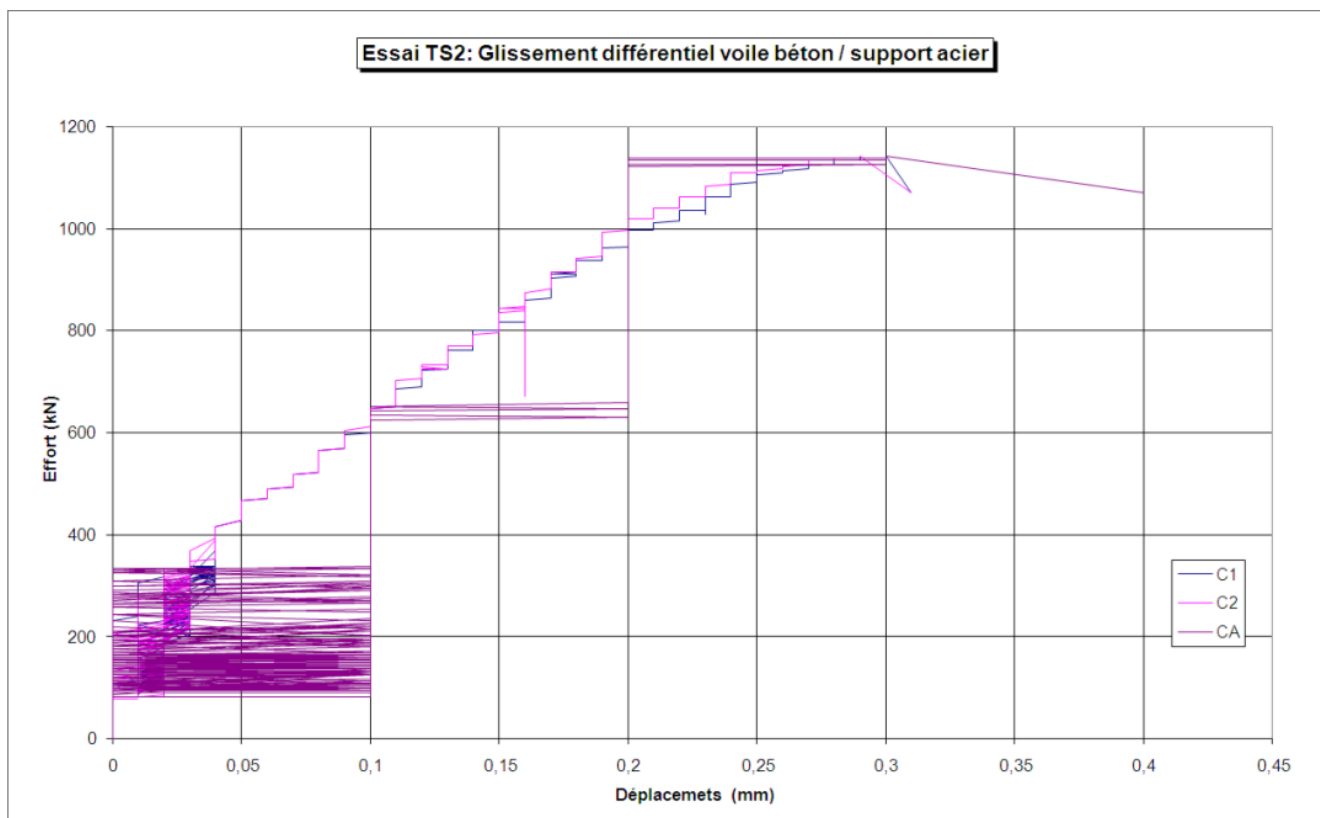


Figure 18 : courbes charge-glissement à partir des essais push-out avec des treillis soudés

c) Ductilité

La connexion par goujons offre un comportement ductile avec un palier plastique important malgré la faible hauteur des goujons (glissement > 3 mm) - Figures 16 et 17.

Les treillis soudés offrent une connexion rigide (glissement < 0,4 mm) - Figure 18.

d) Charge de rupture

Les charges de ruine sont données ci-dessous :

- goujons soudés : 64 kN par goujon ;
- goujons en tige filetée avec écrou : 50 kN par goujon ;
- treillis soudés : 600 kN par face.

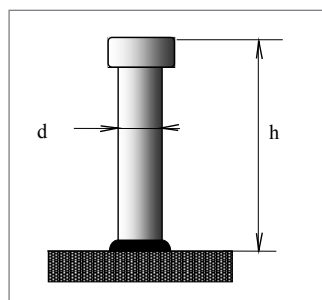
On constate la bonne résistance des goujons soudés

e) Proposition de Formules de calcul de la résistance

On se limite aux goujons compte tenu de la ductilité observée.

Les goujons mis en place ont un diamètre de 13 mm ou 12, pour une hauteur hors tout de 25 mm ou 20. Par ce fait, ils sont en dehors du domaine d'application de l'EN 1994-2, qui demande une hauteur au moins trois fois supérieure au diamètre, et un diamètre supérieur à 16 mm.

En se basant sur l'EN1994-2 nous proposons la formule suivante pour calculer la résistance au cisaillement des goujons à utiliser dans le cadre du projet Orthoplus [12-13]. Cette formule n'est autre que celle de l'Eurocode en se limitant à la résistance au cisaillement des goujons à condition que la résistance caractéristique du BFUP soit > 125 MPa, ce qui est le cas pour le BSI.



$$P_{Rd} = 0,8 f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v^{(1)}$$

Dans ces formules, on désigne par :

- d et h le diamètre et la hauteur du goujon (avec d < 16 mm) ;
- f_u la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier du goujon avec $f_u \leq 500$ MPa ;
- on garde la valeur appropriée du coefficient partiel de sécurité γ_v égale à 1,25.

L'application de cette formule sur les essais donne les résultats du tableau 2.

	Résistance	
	Essais	Formule ⁽¹⁾ sans γ_v
Goujons	50 kN	47,8 kN
Goujons en tige filetée	44 kN	40,7 kN

Tableau 2 : résistance au cisaillement des goujons à dimensions réduites - Comparisons essais-calculs

f) Conclusion

Vis-à-vis du cisaillement, les goujons à tête soudés automatiquement de diamètre inférieur à 16 mm et de hauteur au moins 1,9 fois le diamètre offrent une résistance importante et une ductilité appréciable. De plus, le calcul de la résistance reste simple et cohérent par rapport aux indications de l'EN1994-2.

Comportement a l'arrachement - Essais Pull-out

Les essais push-out ont confirmé le bon comportement des goujons au cisaillement. Pour compléter la caractérisation de la connexion, des essais à l'arrachement (pull-out) sont réalisés.

12 éprouvettes sont testées :

- 4 éprouvettes avec goujon soudé ;
- 4 éprouvettes avec goujon tige filetée + écrou ;
- 4 éprouvettes avec goujon tige filetée sans écrou.

Principe

Le principe est très simple. Le goujon est soudé sur une plaque rigide en acier et sera enrobé par le BFUP. De l'autre côté, la plaque est munie d'une platine avec trou pour appliquer la charge (Figure 19).

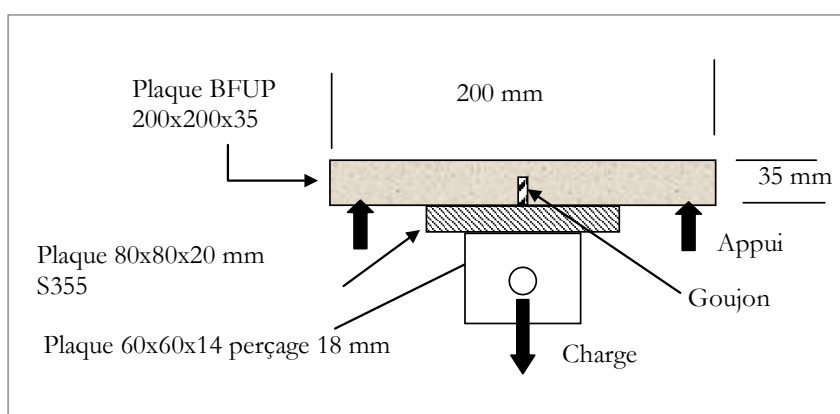


Figure 19 : principe et éprouvettes Pull-out pour les essais d'arrachement

On mesure l'écartement entre l'acier et le BFUP en fonction du chargement.

Résultats

a) Mode de ruine

L'ensemble des ruines est survenu par arrachement du béton. Aucune ruine par destruction de l'ancrage métallique (goujon, vis,...) n'a été observée (Figure 20).



Figure 20 : mode de ruine des éprouvettes au cours des essais d'arrachement

b) Courbes charge-soulèvement et charges de ruine

On donne ci-après une courbe à partir de chaque série.

Conformément à L'EN1994-2, la résistance caractéristique est prise égale à 90 % de la valeur expérimentale la plus faible.

b1) Goujons soudés (Figure 21)

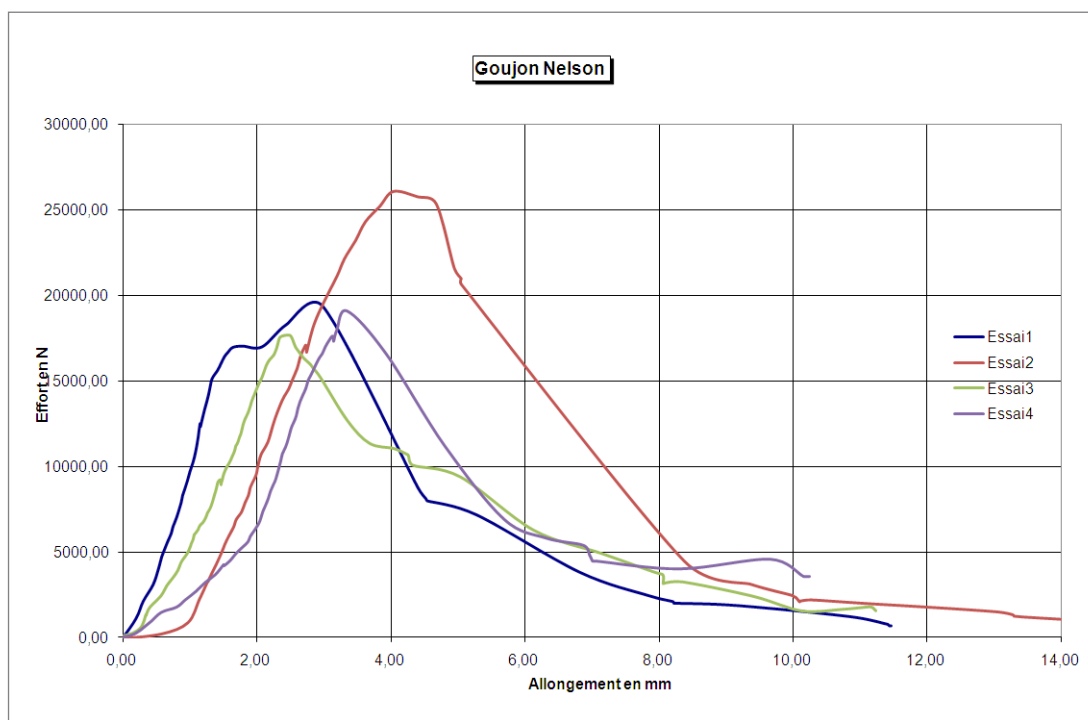


Figure 21 : essai Pull-out sur des goujons soudés - Courbes charges-soulèvement

L'analyse de ces résultats montre qu'un goujon soudé possède une résistance moyenne de 20,65 kN et une résistance caractéristique de 15,9 kN.

b2) Goujons tige filetée avec écrou (Figure 22)

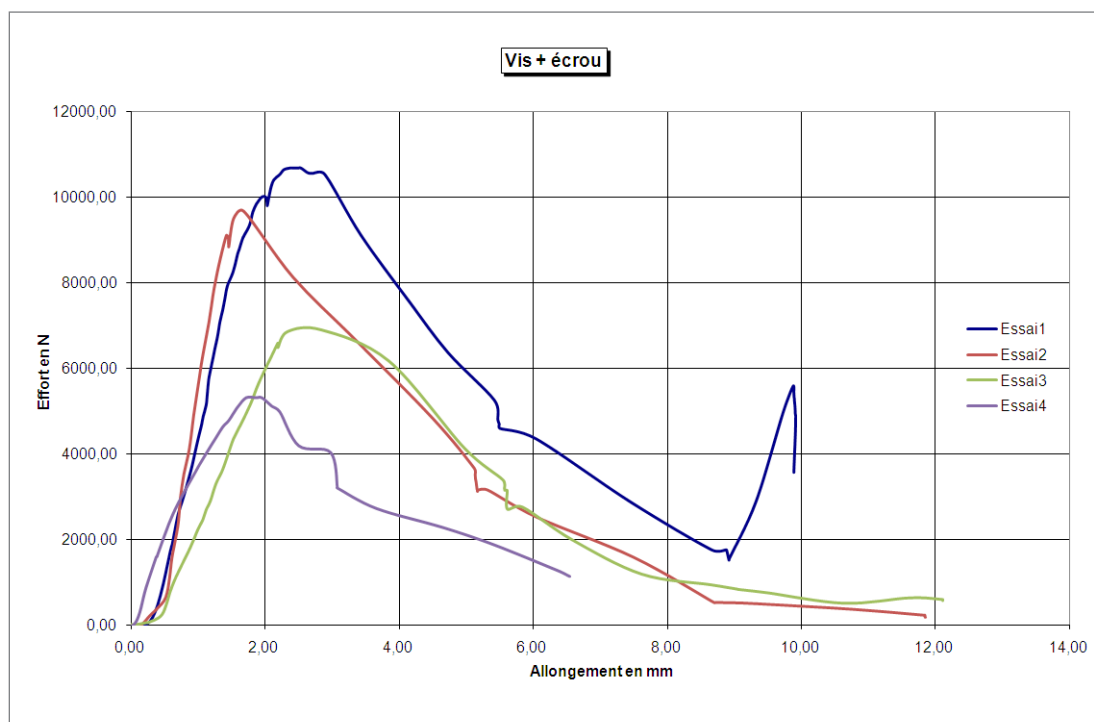


Figure 22 : essai Pull-out sur des goujons tige filetée avec écrous - Courbes charges-soulèvement

L'analyse de ces résultats montre qu'un goujon tige filetée avec écrou possède une résistance moyenne de 8,15 kN et une résistance caractéristique de 4,8 kN.

b3) Goujons tige filetée sans écrou (Figure 23)

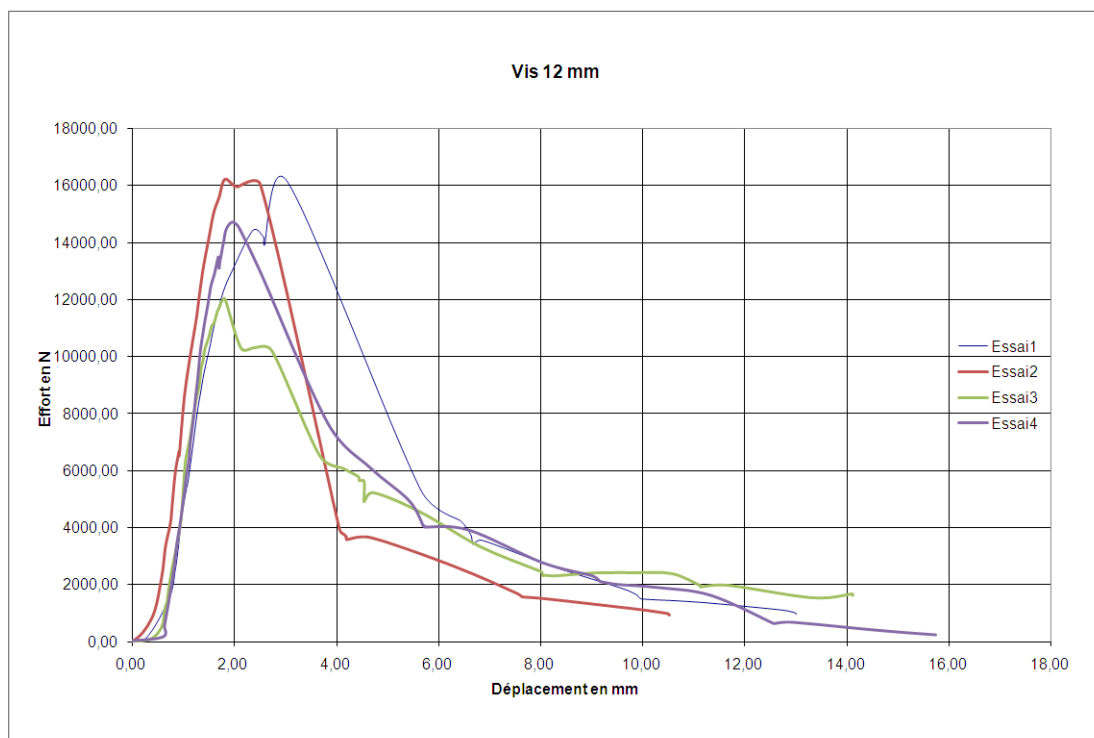


Figure 23 : essai Pull-out sur des goujons tige filetée sans écrou - Courbes charges-soulèvement

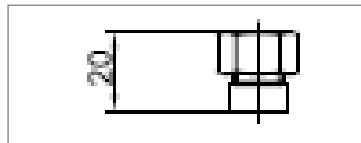
L'analyse de ces résultats montre qu'un goujon tige filetée sans écrou possède une résistance moyenne de 14,75 kN et une résistance caractéristique de 10,8 kN.

On constate une très grande dispersion des résultats des essais. Cette dispersion est liée à la variation de la résistance à la traction du béton et à l'enrobage des goujons. Le tableau 3 présente les différentes valeurs obtenues à partir de ces essais.

	Rés. moyenne	Rés. caractéristique
goujons	20,65 kN	15,9 kN
Goujon tige filetée + écrou	8,15 kN	4,8 kN
Goujons tige filetée sans écrou	14,75 kN	10,8 kN

Tableau 3 : résistance à l'arrachement à partir des essais Pull-out

La moindre résistance du goujon tige filetée + écrou vient de la forme de la fixation qui n'offre plus un écartement suffisant pour développer le cône d'arrachement. En effet, la hauteur de l'écrou est de 12 mm ; celle du bourrelet de soudure est de 5 à 6 mm. Les surfaces lisses de ces parties ne permettent pas d'obtenir un accrochage important et de plus l'espace restant de 6 à 8 mm en sous-face de l'écrou n'est pas suffisant pour améliorer la résistance à l'arrachement.



Proposition d'une formule de calcul de la résistance à l'arrachement

L'Eurocode ne proposant pas de formule pour la résistance à l'arrachement des goujons, une formule est proposée en conformité avec les règles de la CECM [13].

La charge statique de traction des goujons à tête est définie comme suit :

$$T_d = \frac{CC_{sp}h^2f_{ct}}{\gamma_{mc}} \leq \frac{\frac{\pi}{4}d^2f_y}{\gamma_{ms}}$$

Dans cette expression : coefficient non conformes

γ_{mc} est le coefficient de sécurité pour le béton, pris égal à 1,3 ;

γ_{ms} est le coefficient de sécurité pour l'acier, pris égal à 1,0 ;

h est la hauteur hors tout du goujon, ici égale à 25 mm ;

d est le diamètre nominal du goujon, ici égal à 13 mm ;

f_y est la limite d'élasticité du matériau du connecteur, ici égale à 355 MPa ;

f_{ct} est la résistance caractéristique du béton en traction, prise égale à 10 MPa ;

C vaut 3,0 dans notre cas où le béton a une densité normale ;

C_{sp} vaut 1,0 dans notre cas où nous n'avons qu'un seul goujon sur l'éprouvette.

On obtient alors :

$$T_d = \frac{3 \times 1 \times 25^2 \times 10 \cdot 10^{-8}}{1,3} = \frac{18,75}{1,3} = 14,4 \text{ kN} \text{ pour la résistance du béton ;}$$

$$T_d = \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 355 \cdot 10^{-8}}{1,0} = 47,1 \text{ kN} \text{ pour la résistance du goujon ;}$$

La valeur de 14,4 kN est en bonne concordance avec la valeur expérimentale de 15,9 kN.

Conclusions

L'idée nouvelle et originale de cette étude est de remplacer le béton bitumineux qui revêt d'ordinaire les dalles orthotropes par du béton fibré à ultra-hautes performances aux meilleures caractéristiques mécaniques qu'un béton ordinaire, notamment en traction. Ce nouveau revêtement servirait à la fois de protection, de couche de roulement et de renforcement du platelage. Pour valider cette innovation, il faut la tester mécaniquement.

Les essais de fatigue sur BFUP ont permis de distinguer deux phases très nettes lors de l'endommagement : une phase de pontage jusqu'au moment où la matrice cimentaire rompt, puis une phase de propagation de fissures et rupture au niveau des fibres.

En ce qui concerne les essais sur dalle, les essais n'ont pas conduit à la rupture ni à endommager le revêtement de manière significative. Cela confirme également que le matériau est un bon candidat en tant que revêtement de dalle orthotrope.

La connexion entre la dalle en BFUP et le platelage métallique est à assurer par liaison mécanique. Les résultats expérimentaux montrent que la connexion par goujons soudés à tête offre le meilleur comportement au cisaillement et à l'arrachement. Les essais montrent que malgré les dimensions très réduites des goujons ($h=25$ mm, $d=13$ mm rapport $h/d < 2$), la connexion garde un comportement ductile (glissement > 3 mm) avec un palier plastique appréciable permettant une bonne répartition du flux de cisaillement.

Les essais Pull-out ont montré que la connexion par ces goujons soudés possède une résistance au soulèvement proche de 30 % de sa résistance au cisaillement. Ceci est au-delà des exigences des Eurocodes (L'Eurocode exige un minimum de 10 %) et confère à cette connexion un comportement tout à fait conforme au comportement des connexions dans les ponts mixtes classiques.

Enfin, les résistances, au cisaillement ou à l'arrachement, peuvent être calculées avec une bonne précision par des formules déjà utilisées et appliquées par les ingénieurs praticiens (l'EN1994-2 et CECM).

Références

- [1] Cohen-Solal J. « Caractérisation à la fatigue d'un revêtement de pont à dalle orthotrope » Master Génie Civil, École doctorale MEGA, 2009.
- [2] Hondermarck D. « Étude d'un revêtement de pont à dalle orthotrope en BFUP - Caractérisation à la fatigue et modélisation » Master Génie Civil, École doctorale MEGA, 2010.
- [3] AFGC « Bétons fibrés à ultra-hautes performances » Sétra, 2002.
- [4] Habel K. « Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPRFC) and reinforced concrete » École polytechnique fédérale de Lausanne, 3036, 2004.
- [5] Resplendino J. « Les Bétons Fibrés Ultra Performants. Perspectives offertes vis-à-vis de la pérennité et de la maintenance des ouvrages. Toulouse : CETE, 18,19 octobre 2006.
- [6] Parant E. « Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion » Thèse de doctorat Paris : LCPC, ISSN 1161-028X, 2004.
- [7] Ramakrishnan V. et al. « Cyclic behaviour, fatigue strength, endurance limit and models for fatigue behaviour of FRC » High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2, 1995.

- [8] Hameau G., Puch C., Ajour A.-M. « Comportement à la fatigue en flexion sous moment négatif » Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 111, pp. 29-38, 1981.
- [9] Laajili H. « Caractérisation des enrobés bitumineux comme couche de roulement sur tabliers d'ouvrages d'art métallique » Master Recherche / DEA ENTPE - Lyon, septembre, 2003.
- [10] Somda A. R. « Revêtement de tablier de pont métallique : Caractérisation et dimensionnement lors d'essais de fatigue » Master Recherche, ENTPE - Lyon, 2007.
- Zhang J., Stang, H., Li V.C. « Crack bridging model of fiber-reinforced concrete under fatigue tension » International Journal of fatigue, 23, pp. 655-670, 2001.
- [11] Arnaud L., Houel A. « Fatigue damage and cracking of asphalt pavement on orthotropic bridge deck », International Journal of Road Materials and Pavement Design, Vol. 8 n° 3, 2007, pp. 505-522.
- [12] Houel A. « Endommagement à la fatigue et fissuration des enrobés bitumineux sur dalle orthotrope » Thèse de Doctorat, MEGA - Lyon, 2008, ISAL-0035.
- [12] Bitar D., Rocher C. « Orthoplus » Rapport d'essais push-out, 2009.
- [13] Bitar D., Rocher C. « Orthoplus » Rapport d'essais d'arrachement, 2010.

Le rôle structural du BFUP en revêtement de dalle orthotrope

Fernanda GOMES - IFSTTAR, Pierre MARCHAND - IFSTTAR,
Dominique SIEGERT - IFSTTAR, François TOUTLEMONDE - IFSTTAR

Introduction

Cet article décrit de façon synthétique le déroulement et les résultats des expérimentations réalisées sur 4 corps d'épreuve de type dalle orthotrope à l'échelle 1 avec différents revêtements, dans le cadre du projet ANR Orthoplus [1]. L'objectif de ces essais était de quantifier l'apport de rigidité apporté par chacun des revêtements, en particulier celui constitué de béton fibré à ultra hautes performances (BFUP), et d'en déterminer l'impact sur les contraintes de fatigue au niveau de la soudure auget-platelage. Les résultats détaillés sont disponibles dans les rapports du projet Orthoplus [2-3-4 et 5] ainsi que dans les articles suivants [6-7 et 8] ; les principaux résultats sont repris dans le présent article.

Programme expérimental

Configurations testées

Le programme expérimental sur les corps d'épreuve à l'échelle 1 du projet ANR Orthoplus [1] a été réalisé sur la plate-forme d'essai des structures par l'unité de recherche Expérimentation et Modélisation des Structures (EMS) du Département Structures et Ouvrages d'Art (DSOA) du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), maintenant Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), entre novembre 2008 et octobre 2010. Trois corps d'épreuve (tôle de platelage d'épaisseur 10, 12 et 14 mm) avec deux types de revêtement (béton bitumineux et BFUP) ont été testés dans 4 configurations selon le tableau 1 :

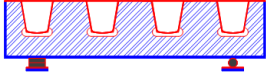
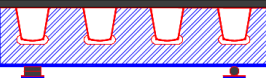
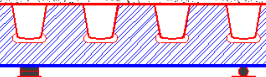
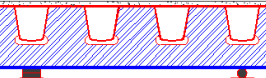
Tôle 14 mm nue	14 mm tôle	
Tôle 14 mm + Béton bitumineux	70 mm Béton bitumineux 14 mm tôle	
Tôle 10 mm + BFUP (connexion treillis soudé)	35 mm BFUP 10 mm tôle	
Tôle 12 mm + BFUP (connexion goujons)	35 mm BFUP 12 mm tôle	

Tableau 1 : récapitulatif des différentes configurations testées

Corps d'épreuve

Les trois dalles orthotropes ont été fabriquées à l'usine d'Eiffel (maintenant EIFFAGE Construction Métallique) à Lauterbourg (Figure 1), en suivant la même procédure de fabrication que celle du viaduc de Millau. Les tôles du platelage mesurent respectivement 10, 12 et 14 mm d'épaisseur, les augets ayant une épaisseur de 6 mm.

Les dimensions des corps d'épreuve sont fixées à 2,40 m de largeur par 4,00 m de longueur. Chacun d'eux comporte quatre augets et deux pièces de pont distantes de 3,50 m.

La pièce de pont est constituée d'une âme de (500 x 15) mm², et d'une semelle inférieure de (20 x 250) mm².

Les augets ont une ouverture et une hauteur de 300 mm et sont espacés de 600 mm, configuration représentative des ouvrages récents à dalle orthotrope, comme le pont Gustave Flaubert à Rouen ou le viaduc de Millau.

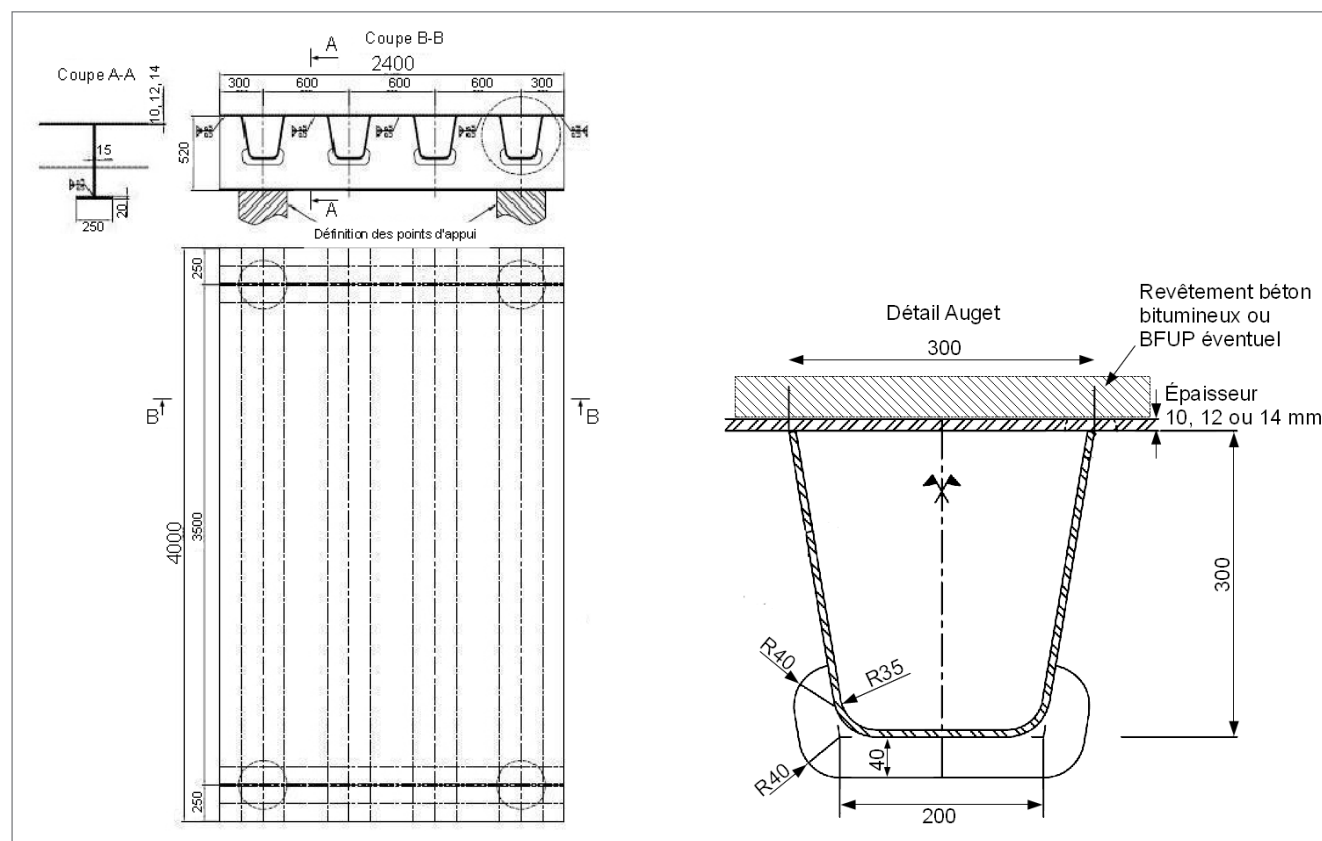


Figure 1 : plan Eiffel des corps d'épreuve du projet Orthoplus

Les dimensions du corps d'épreuve ont été choisies de façon à minimiser les effets de bord et à obtenir une flexion locale représentative d'un ouvrage réel.

Revêtements utilisés, méthodes de connexion

Béton bitumineux

Un complexe – feuille d'étanchéité + revêtement en béton bitumineux –, identique à celui du Viaduc de Millau, a été mis en place sur le corps d'épreuve avec une épaisseur de tôle de 14 mm.

Après grenailage, le vernis de protection et de collage (Siplast Primer®) et la couche d'étanchéité (Parafor Ponts®) ont d'abord été posés à chaud sur la tôle de platelage. Le béton bitumineux Orthochape® a alors été mis en place, avec les moyens habituels utilisés sur chantier, sur le site d'EIFFAGE Travaux Publics à Monthyon (77) (Figure 2).



Figure 2 : pose du revêtement Orthochape® sur le corps d'épreuve

Revêtement BFUP connecté par treillis soudé sur tôle de 10 mm

Le corps d'épreuve avec une tôle de platelage de 10 mm a été revêtu de 35 mm de BFUP coulé en place et connecté au moyen d'un treillis soudé.

Ce treillis soudé présente une maille de 100 x 100 mm et des barres de diamètre 7 mm. Ce treillis est connecté à la tôle de platelage grâce à des soudures de 8 cm de longueur avec une gorge utile de 4 mm, espacées de 600 mm transversalement, comme indiqué sur la Figure 3.

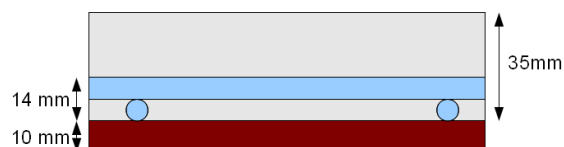
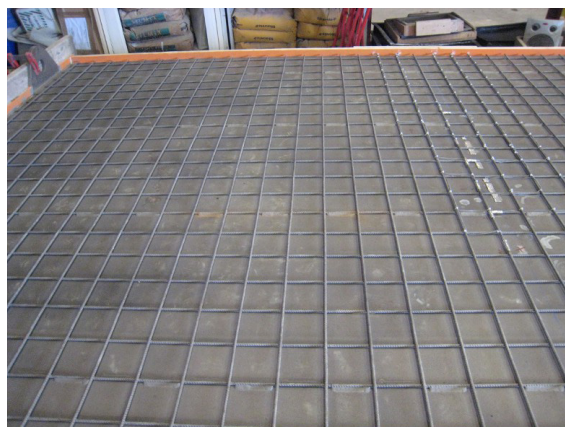
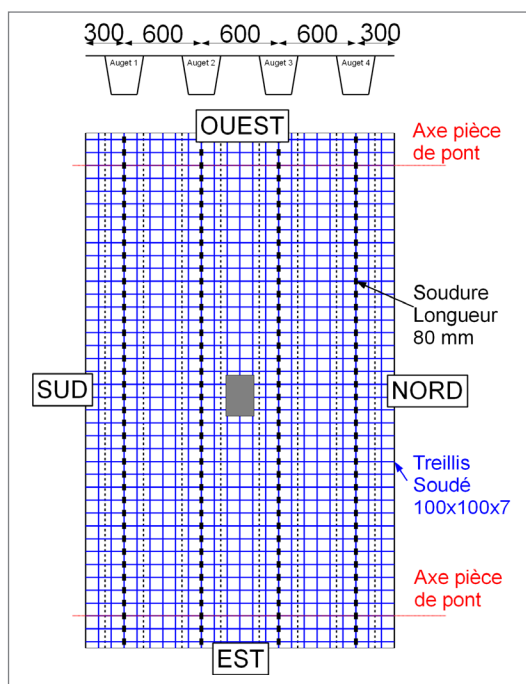


Figure 3 : connexion de la couche de BFUP par treillis soudé, position des soudures



Figure 4 : coulage de la couche de BFUP sur le corps d'épreuve

Le BFUP utilisé est le BSI-CERACEM® d'EIFFAGE TP, partenaire du projet. Le coulage a été effectué dans le laboratoire d'EIFFAGE TP à Mormant (77) (Figure 4).

Revêtement BFUP connecté par goujons sur tôle de 12 mm

Le corps d'épreuve avec une tôle de platelage de 12 mm a été revêtu de 35 mm de BFUP (BSI-CERACEM®) connecté au moyen de connecteurs soudés (goujons NELSON), comme indiqué sur la Figure 5.

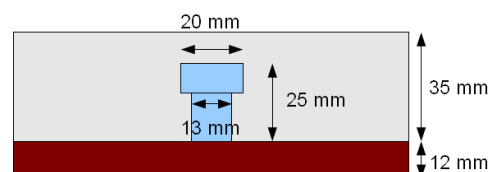
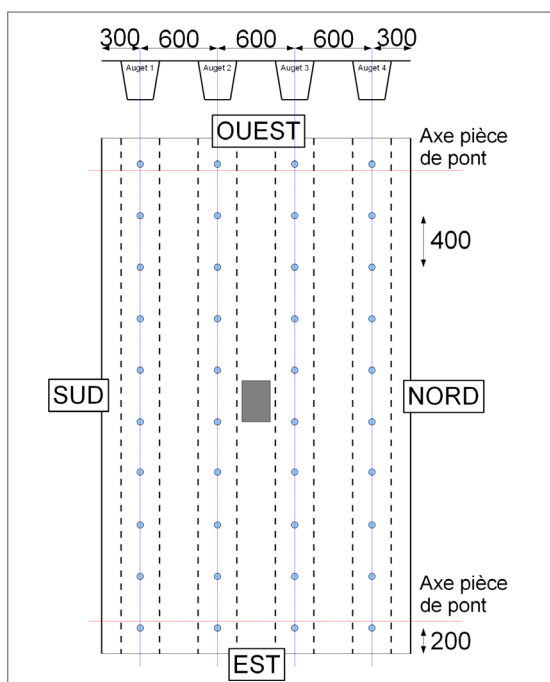


Figure 5 : connexion de la couche de BFUP à l'aide de goujons Nelson

Après coulage du BFUP, une protection de type bâche a été mise en place pour protéger le corps d'épreuve du vent et du soleil, limitant ainsi les effets du retrait plastique dû à la dessiccation précoce. Cet effet aurait pu générer une fissuration erratique et systématique importante.

Montage expérimental et chargements appliqués

Le corps d'épreuve repose sur 4 appuis fixes ou glissants, permettant d'obtenir des réactions d'appui sans composante horizontale.

Le montage utilisé permet d'appliquer des efforts au centre du corps d'épreuve au moyen de plaques métalliques (simples ou doubles) pour représenter les chargements préconisés par l'Eurocode 1-2 [9] ou bien au moyen de roues de camion réelles comme indiqué sur les Figures 6 et 7.

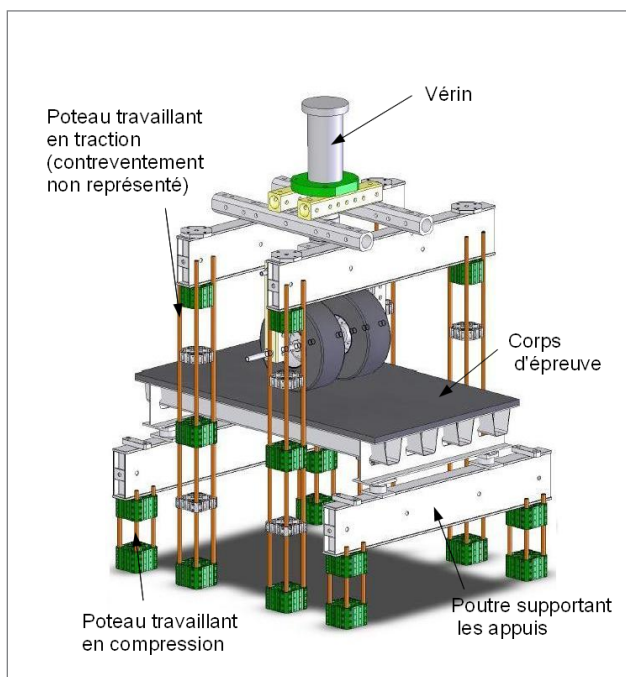


Figure 6 : schéma du montage en configuration plaque(s) et aperçu des chargements de type plaque(s)

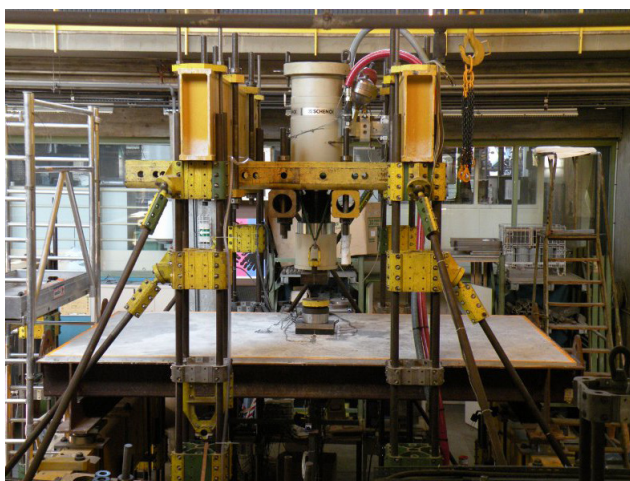


Figure 7 : vue du montage en configuration plaque(s) et roue(s)

Les plaques métalliques rectangulaires utilisées pour appliquer les chargements correspondent aux surfaces de chargement indiquées par l'Eurocode 1-2 pour le modèle de charge de fatigue numéro 2. On a ainsi des plaques « type A » de dimension 220 x 320 mm, des plaques « type B » constituées de deux plaques « type A » espacées transversalement de 100 mm, ou bien des plaques « type C » de dimension 270 x 320 mm. La charge est portée à 150 kN par plaque, ce qui est nettement supérieur aux charges de fatigue de l'Eurocode. Cette intensité de chargement a été choisie pour avoir une charge comparable à la charge caractéristique du convoi TS1 (système LM1) prescrit par l'Eurocode 1-2, et on remarquera que l'Eurocode prescrit l'application de cette charge sur une surface nettement supérieure (carré de côté 400 mm).

D'autres configurations de chargement ont été testées en faisant varier l'écartement de deux plaques A utilisées simultanément (deux plaques A écartées successivement de 50, 100, 170, 240, 310 et 380 mm).

Une interface caoutchouc a été interposée entre la plaque métallique et la surface chargée, pour répartir au mieux la pression de chargement. De toutes les interfaces testées au début des essais, c'est celle qui s'est avérée offrir la charge la plus uniforme.

Les roues sont utilisées seules ou doublées. La charge maximum appliquée est de 45 kN par roue, car le pneumatique ne peut supporter plus.

Dans tous les cas, la résultante de la charge appliquée est toujours centrée sur le corps d'épreuve. Aucun cas de chargement avec une charge excentrée par rapport au corps d'épreuve n'a été testé.

Tous les chargements décrits ci-dessus ont été testés en statique pour évaluer les contraintes induites au niveau de la jonction auget-platelage. Des essais cycliques ont également été effectués pour vérifier expérimentalement la résistance à la fatigue du corps d'épreuve ; l'objectif était de simuler 100 millions de cycles avec une plaque A chargée à 45 kN. Comme la durée d'essai était trop importante pour une simulation directe, on a réduit le nombre de cycles à deux millions en passant à une charge de 111 kN en utilisant la courbe de Wöhler décrite dans l'Eurocode 3-1-9 [10] (Figure 8). Dans la mesure où le BFUP présente en général une courbe de Wöhler avec des pentes plus faibles [11], [12] et [13], l'amplitude des cycles qui a été choisie est bien sécuritaire pour le BFUP. Au cours des cycles de fatigue, des essais statiques intermédiaires avec la même configuration de chargement (plaque « type A », soit 220 x 320 mm) ont également été effectués, en augmentant la charge appliquée jusqu'à 150 kN.

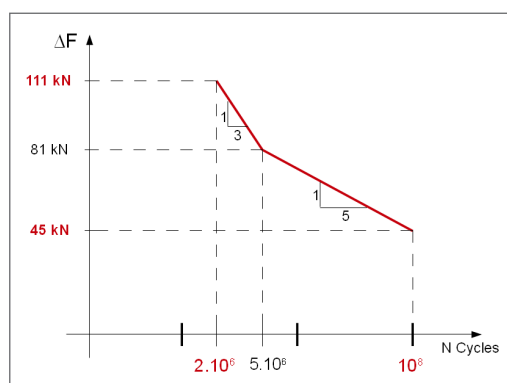


Figure 8 : utilisation de la courbe de Wöhler pour réduire le nombre de cycles lors de l'essai de fatigue

Instrumentation

L'instrumentation utilisée comporte des pesons mesurant l'effort sous chaque appui ainsi qu'au niveau de la charge appliquée. Elle comporte également des capteurs de déplacement pour évaluer la flèche selon l'axe transversal du corps d'épreuve. Enfin, des jauges de déformation (dont des chainettes) ont été positionnées à proximité du cordon de soudure entre l'auget et la tôle de platelage pour évaluer les contraintes de fatigue au niveau de cet assemblage (Figures 9 et 10) à mi-portée entre pièces de pont. En effet, ce détail constitue d'après le retour d'expérience sur le parc d'ouvrages français [14], un des points faibles potentiels sur lequel le revêtement BFUP peut avoir une influence favorable.

Les contraintes de fatigue au niveau du pied du cordon de soudure sont évaluées en extrapolant les résultats fournis par les jauges situées à proximité de ce cordon. Deux types d'extrapolation sont décrits dans la littérature :

- Extrapolation type IIS (Institut International de la Soudure) [15] : extrapolation linéaire des mesures de déformation à $0,4 t$ et t du pied du cordon de soudure, où t est l'épaisseur de la tôle considérée.
- Extrapolation type CECA [16] : extrapolation linéaire des mesures à 15 et 30 mm du pied du cordon de soudure.

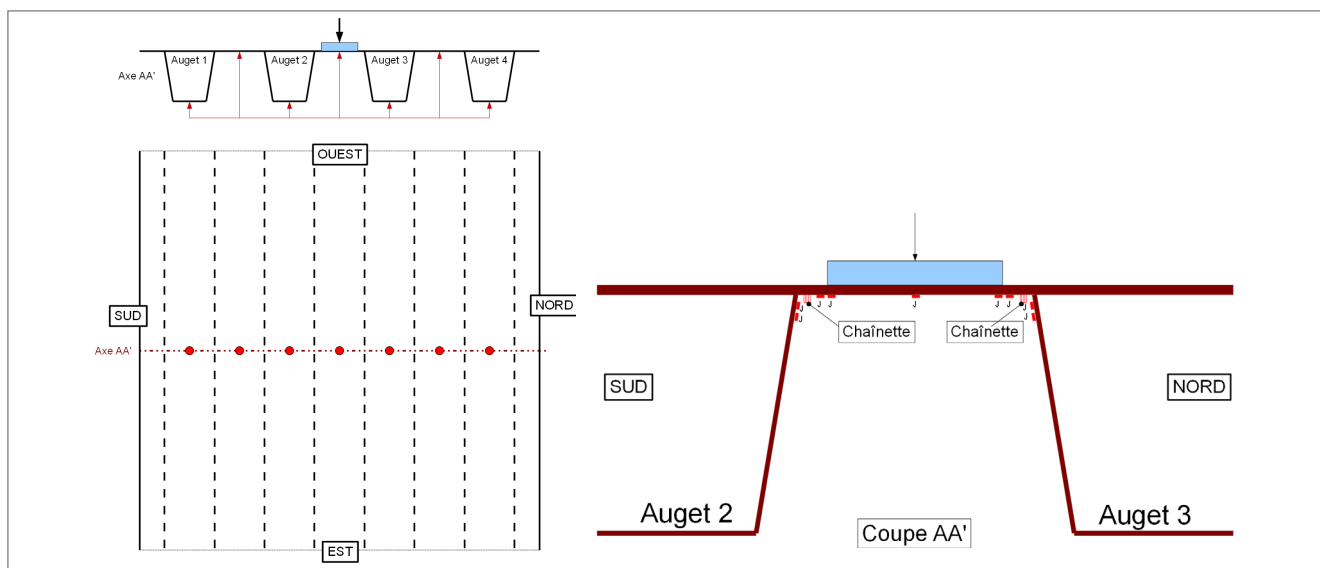


Figure 9 : position des capteurs de déplacement (à gauche) et position des jauges de déformation (à droite)

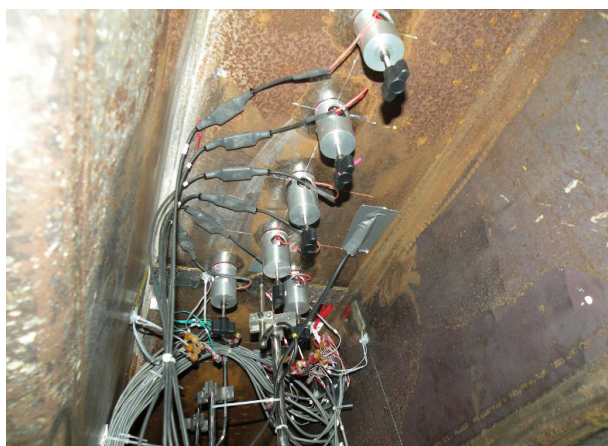


Figure 10 : vue de l'instrumentation entre augets, détail des jauges à proximité du cordon de soudure auget-platelage

Le corps d'épreuve avec tôle de 14 mm a subi un découpage local d'un des augets centraux, après quelques essais statiques, pour y placer des capteurs de déformation. Nous disposons donc de résultats avec et sans trou pour le corps d'épreuve nu, et de résultats avec trou pour le corps d'épreuve revêtu de béton bitumineux. Un calcul préalable, à l'aide d'un logiciel aux éléments finis, avait été effectué pour vérifier que l'impact du trou dans l'auget sur les contraintes de fatigue à la jonction auget platelage était très faible. Ce découpage n'a pas été effectué sur les corps d'épreuve avec une tôle de 10 et 12 mm d'épaisseur.

Principaux résultats

Remarques préliminaires sur les difficultés et limites de l'expérimentation

Lors de l'analyse des résultats, nous avons constaté une légère dissymétrie au niveau des réactions d'appui. Ce phénomène est sans doute dû à des rigidités verticales quelque peu différentes entre les appuis selon qu'il s'agisse d'appuis glissants dans une direction (présence d'un rouleau), glissants dans les deux directions (présence d'une rotule) ou fixes (présence d'une rotule). La dissymétrie est toutefois légère et les écarts ne dépassent pas 5 à 10 %. L'impact sur les effets locaux au centre du corps d'épreuve a donc dû être très limité.

L'application d'une charge aussi uniforme que possible n'a pas été aisée, en raison de la déformabilité relativement importante de la tôle métallique de platelage. Il a fallu trouver un dispositif suffisamment souple pour s'adapter à l'évolution de la géométrie de la surface chargée, mais suffisamment rigide pour appliquer la charge sans se déformer exagérément. Un bon compromis semble avoir été trouvé en plaçant une plaque de néoprène, du même type que celle utilisée pour les appareils d'appui d'ouvrages d'art, entre la plaque rectangulaire métallique et la tôle de platelage. Le caractère plus ou moins uniforme de la charge surfacique appliquée a bien évidemment une influence sur les déformations mesurées à proximité des cordons de soudure.

Signalons également les difficultés rencontrées lors des essais sur le corps d'épreuve revêtu de béton bitumineux. En effet, les charges très importantes appliquées toujours au même endroit, ont conduit à un phénomène d'orniérage du revêtement, non conçu pour supporter des charges statiques très concentrées. La charge de 150 kN appliquée sur une surface de 320 x 220 mm donne en effet une contrainte de 2,1 MPa bien supérieure à la contrainte de 0,67 MPa pour l'essieu de référence.

Toujours sur ce même corps d'épreuve, le chargement cyclique n'a pu être mené à son terme, à savoir 2 millions de cycles, en raison d'une part de l'orniérage du béton bitumineux et d'autre part d'une fissure de fatigue qui s'est développée à partir d'un angle de la découpe pratiquée dans l'auget. L'essai a dû être stoppé à 370 000 cycles.

Comme expliqué ci-dessus, les charges appliquées sont plus sévères que celles prescrites par l'Eurocode 1-2 [9], puisqu'il a été choisi d'utiliser des surfaces de chargement correspondant aux roues des charges de fatigue définies par ce même Eurocode (roue A, B ou C définie dans le Tableau 4-8 de l'Eurocode 1-2) mais en augmentant la charge jusqu'à 150 kN. Cette charge se rapporte au convoi TS du modèle de charge 1, mais s'applique sur une surface beaucoup plus importante (400 x 400 mm au lieu de 220 x 320 mm pour une roue A ou 270 x 320 mm pour une roue C).

L'exploitation des résultats décrite ci-après se concentre sur les essais avec la plaque A, pour une charge de fatigue de 45 kN, car c'est une des configurations les plus représentatives, comparées aux configurations avec roues réelles, et une des plus sévères.

Comparaison des flèches sur les différents corps d'épreuve

Le graphique ci-dessous montre le profil de flèches du corps d'épreuve le long de son axe transversal. On constate que, malgré une épaisseur plus faible de tôle de platelage, les corps d'épreuve recouverts de BFUP sont les plus rigides, ce qui confirme l'effet bénéfique attendu.

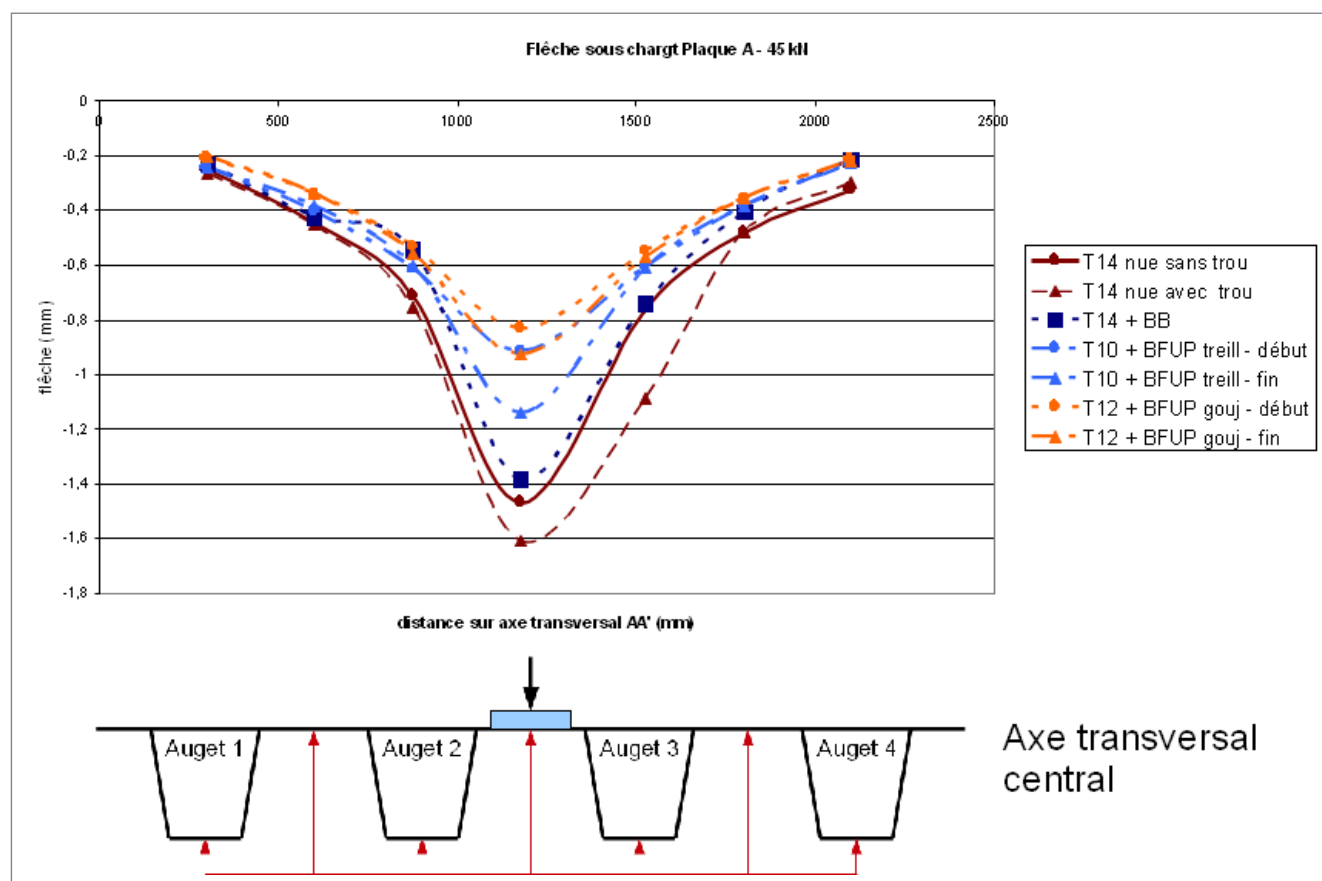


Figure 11 : flèches sous chargement de type plaque A centrée, à 45 kN

L'influence de l'ouverture réalisée dans l'auget 3 est visible sur les courbes de flèches du corps d'épreuve avec tôle nue avec le platelage de 14 mm, puisque celui-ci a été testé avec et sans ouverture. Le trou assouplit légèrement le corps d'épreuve et induit une légère dissymétrie au niveau des flèches mesurées.

Les rigidités des corps d'épreuve avec BFUP ont évolué au cours des différents chargements. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi de montrer les valeurs de flèche obtenues lors des premiers essais statiques et celles obtenues lors des derniers essais statiques. Nous reviendrons sur ce phénomène dans le paragraphe consacré à la compréhension du comportement des corps d'épreuve BFUP.

Détermination des contraintes de fatigue

Nous avons choisi de déterminer les contraintes de fatigue à la jonction auget – tôle de platelage entre pièces de pont en utilisant la méthode IIS pour la contrainte en face inférieure de la tôle de platelage (jauges placées à 0,4 et 1 fois l'épaisseur de la tôle par rapport au cordon de soudure) et la méthode CECA (avec des jauges placées à 15 et 30 mm¹) pour évaluer la contrainte de fatigue sur la face externe de la tôle de l'auget. En effet, la répartition des contraintes est quasi-linéaire sur la face externe de l'auget alors qu'elle a une allure de forme parabolique sur la tôle de platelage. La méthode IIS convient mieux à des répartitions de déformation non linéaires car les jauges sont placées plus près du cordon de soudure.

La figure 12 ci-après montre l'emplacement des jauges ainsi que les méthodes d'extrapolation utilisées pour déterminer les contraintes de fatigue σ_p en sous-face de la tôle de platelage et σ_A en face externe de l'auget.

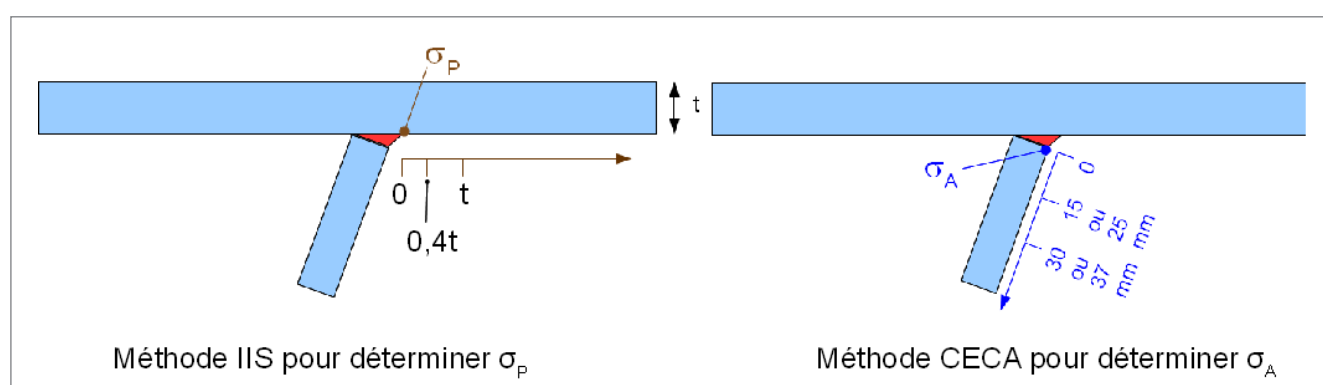


Figure 12 : méthodes d'extrapolation utilisées

Le tableau 2 ci-après donne les contraintes de fatigue s_p et s_A déterminées après extrapolation, lors des essais statiques avec une plaque de type A et une charge de 45 kN. Ils donnent également les classes de détail (soit la variation de contrainte limite que la structure peut supporter 2 millions de fois) fournies par l'Eurocode 3-1-9 [10], et par Kolstein [17].

Pour les corps d'épreuve BFUP, nous constatons une évolution des contraintes de fatigue durant les essais statiques. Nous donnons ici les valeurs obtenues les plus défavorables correspondant, pour les corps d'épreuve revêtus de BFUP, à l'état « assoupli » par l'ensemble des chargements appliqués, notamment les chargements avec une ou deux plaques à 150 kN. La structure « assouplie » a ensuite subi les 2 millions de cycles.

¹ Valeurs portées à 25 et 37 mm pour la tôle de 14 mm recouverte de béton bitumineux, en raison de problèmes d'encombrement.

	σ_P (MPa)		σ_A (MPa)	
	Sud	Nord	Sud	Nord
Tôle nue 14 mm	53	54	71	63
Tôle 14 mm + BB	35	39	49	58
Tôle 10 mm + BFUP (treillis)	43	44	36	45
Tôle 12 mm + BFUP (goujons)	19	25	30	35
Classe de détail EC3 1-9	100		71	
Classe de détail Kolstein	125		100*	

* Cette classe de détail de 100 MPa s'applique dans le cas d'une soudure réalisée de manière automatique avec une pénétration nominale garantie de 80 % (localement 50 % minimum) et en réduisant l'interstice d'accostage à 0.5 mm (voir article de Daniel Bitar). Dans le cas d'une soudure présentant les mêmes caractéristiques mais réalisées avec une procédure non automatisée, la classe de détail est de 90 MPa.

Tableau 2 : contraintes de fatigue en quasi-statique pour les différentes configurations testées sous une charge statique de 45 kN appliquée par une plaque type A, à une température d'environ 20 °C

Sur le Tableau 2, on constate l'efficacité de la couche de BFUP pour réduire les contraintes de fatigue. En utilisant un modèle aux éléments finis pour évaluer les contraintes de fatigue sur tôle nue de 10 et 12 mm [18-19], on constate que le BFUP induit une diminution de 55 à 60 % des contraintes de fatigue σ_p , contre environ 30 % pour le béton bitumineux, et de 30 à 50 % (selon que l'on tienne compte ou non des incertitudes du modèle) des contraintes de fatigue σ_A contre environ 20 % pour le béton bitumineux.

Il faut toutefois remarquer que les essais sur corps d'épreuve recouvert de béton bitumineux ont été réalisés à environ 20 °C à une vitesse de chargement très lente (quasi-statique). Or, de par son comportement visqueux, la réponse mécanique du matériau béton bitumineux dépend fortement de la température et de la vitesse de sollicitation. Le même corps d'épreuve testé à des températures inférieures et avec une vitesse de chargement beaucoup plus élevée présenterait sans doute des contraintes de fatigue plus faibles [20].

Comportement des corps d'épreuve revêtus de BFUP sous charge cyclique

Les tableaux 3 et 4 donnent les valeurs des contraintes de fatigue extrapolées σ_p et σ_A . Pour un essai statique réalisé avec un chargement de type plaque A avant les cycles de fatigue, à divers stades du chargement cyclique, et pour un essai statique réalisé après les cycles de fatigue.

Les Figures 13-16 montrent l'évolution des contraintes de fatigue au cours du chargement cyclique.

	σ_p (MPa)		σ_A (MPa)	
	Soud. Sud	Soud. Nord	Soud. Sud	Soud. Nord
Statique avant cycles	-70,89	-54,60	-76,25	-84,20
10	-67,66	-50,55	-79,76	-86,09
101	-66,74	-55,62	-77,90	-86,80
1001	-63,56	-52,97	-76,35	-87,95
10001	-62,73	-51,95	-73,33	-80,36
100001	-61,73	-49,95	-72,28	-82,34
999890	-61,04	-51,07	-71,60	-81,06
1999974	-66,17	-57,08	-77,12	-85,76
Statique après cycles	-68,67	-57,08	-77,38	-86,02

Tableau 3 : contraintes de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN - corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP

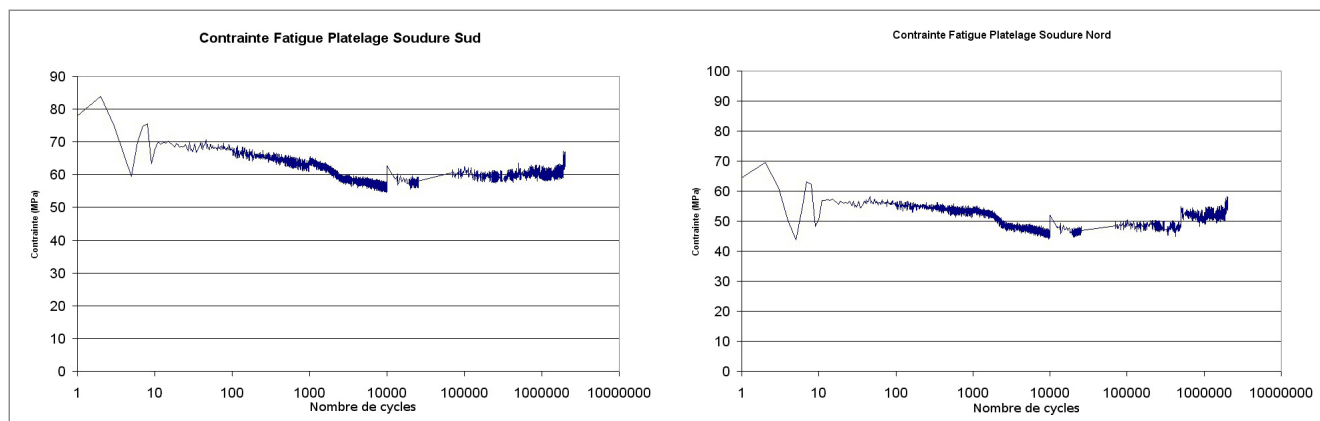


Figure 13 : contraintes de fatigue extrapolées lors des cycles avec amplitude de charge : 110 kN
 platelage soudure sud et nord, corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP

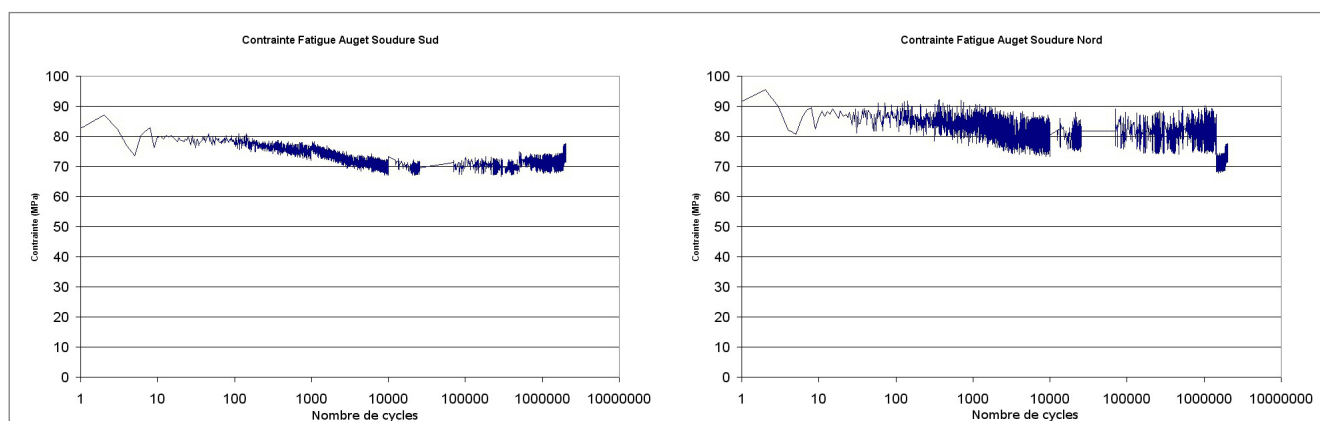


Figure 14 : contraintes de fatigue extrapolées lors des cycles avec amplitude de charge : 110 kN
 auget soudure sud et nord, corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP

	σ_p (MPa)		σ_A (MPa)	
	Soud. Sud	Soud. Nord	Soud. Sud	Soud. Nord
Statique avant cycles	-25,6	-37,5	-72,0	-75,7
10	-23,4	-27,9	-71,9	NC*
49	-20,8	-24,7	-69,2	NC*
929	-18,1	-21,6	-65,4	NC*
9557	-16,5	-19,4	-64,6	NC*
99893	-15,0	-17,6	-62,0	NC*
829777	-12,4	-15,2	-62,7	NC*
1996522	-13,3	-17,4	-62,5	NC*
Statique après cycles	-17,8	-20,9	-67,1	-76,9

Tableau 4 : contraintes de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN - corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP

* : les contraintes de fatigue sur la tôle d'auget σ_A côté nord n'ont pu être évaluées pendant l'essai cyclique en raison d'un problème technique lors de l'acquisition.

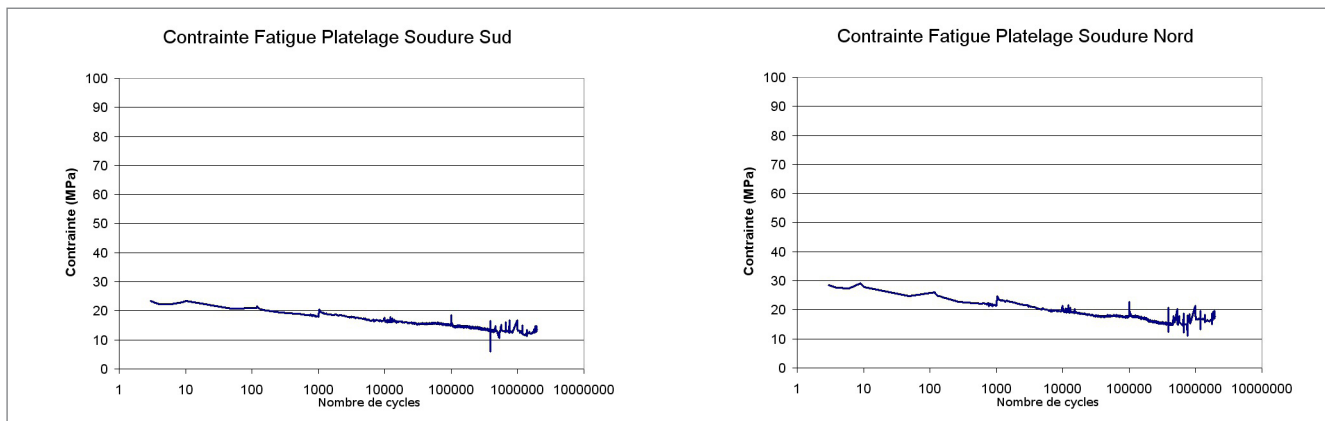


Figure 15 : contraintes de fatigue extrapolées lors des cycles avec amplitude de charge : 110 kN
 platelage soudure sud et nord, corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP

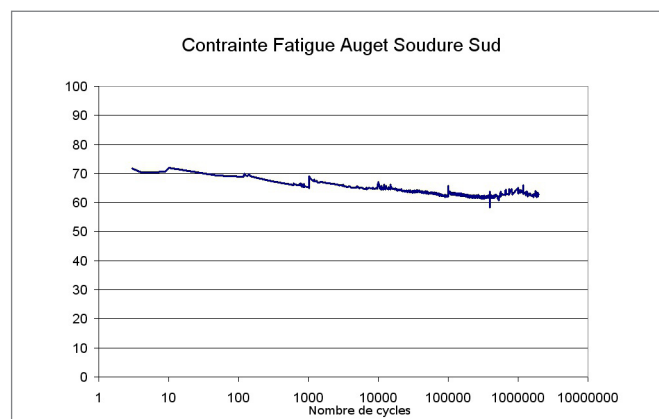


Figure 16 : contraintes de fatigue extrapolées lors des cycles avec amplitude de charge : 110 kN
 auget soudure sud, corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP

Au vu de ces résultats, nous constatons que les contraintes de fatigue sont stables pour le corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP et tendent à diminuer légèrement pour le corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP. La vérification présentée ci-avant à partir d'essais quasi-statiques est donc sécuritaire.

Signalons également que les contraintes de fatigue observées sur les corps d'épreuve revêtus de BFUP ne sont pas des fonctions linéaires de la charge appliquée. Leur allure tend à être concave. C'est la raison pour laquelle les amplitudes de contrainte mesurées lors du chargement cyclique pour une amplitude de charge de 110 kN sont inférieures à celles obtenues pour 45 kN multipliées par le rapport des efforts.

Calcul de durée de vie

Les Figures 18a-b donnent la durée de vie calculée à partir des résultats expérimentaux obtenus pour un trafic de fatigue de type modèle 4 selon l'Eurocode 1-2 [9] en choisissant le trafic longue distance (2 millions de véhicule par an). Les calculs sont réalisés en supposant que la moitié seulement des essieux passera exactement entre les deux augets, conduisant ainsi aux contraintes locales observées expérimentalement, l'autre moitié des essieux étant négligée. On utilise la règle de cumul linéaire de l'endommagement, ou règle de Miner. Les données sont celles obtenues pour les cas de charge plaque type A, plaque type B et plaque type C avec des plaques métalliques. On prend ici la valeur moyenne des résultats obtenus côté sud et côté nord. Le Tableau 5 donne les niveaux de contraintes utilisés pour les calculs de durée de vie.

L'approche Kolstein [9] - Révision EN1993-1-9

Il s'agit d'améliorer et de garantir la pénétration, ceci en adoptant une procédure de soudage automatique avec une pénétration nominale garantie de 80 % (localement 50 % minimum) et en réduisant l'interstice d'accostage à 0,5 mm comme le montre la Figure 17. La catégorie de détail sera de 125 vis-à-vis des fissures de type 1 et 2 et de 100 pour les fissures de type 3 (Figure 5).

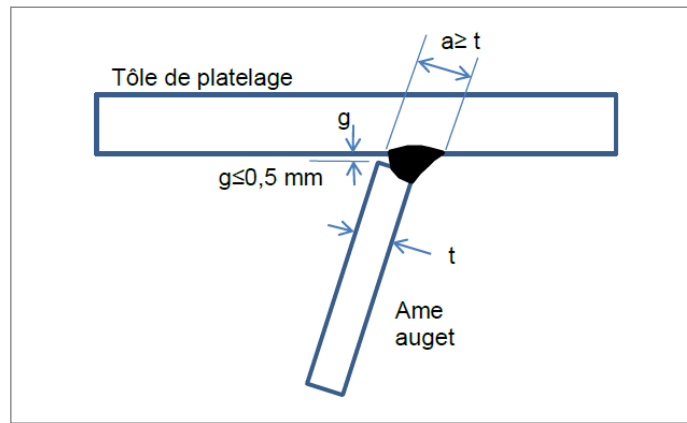


Figure 17 : conditions d'exécution pour améliorer le détail auget-tôle de platelage

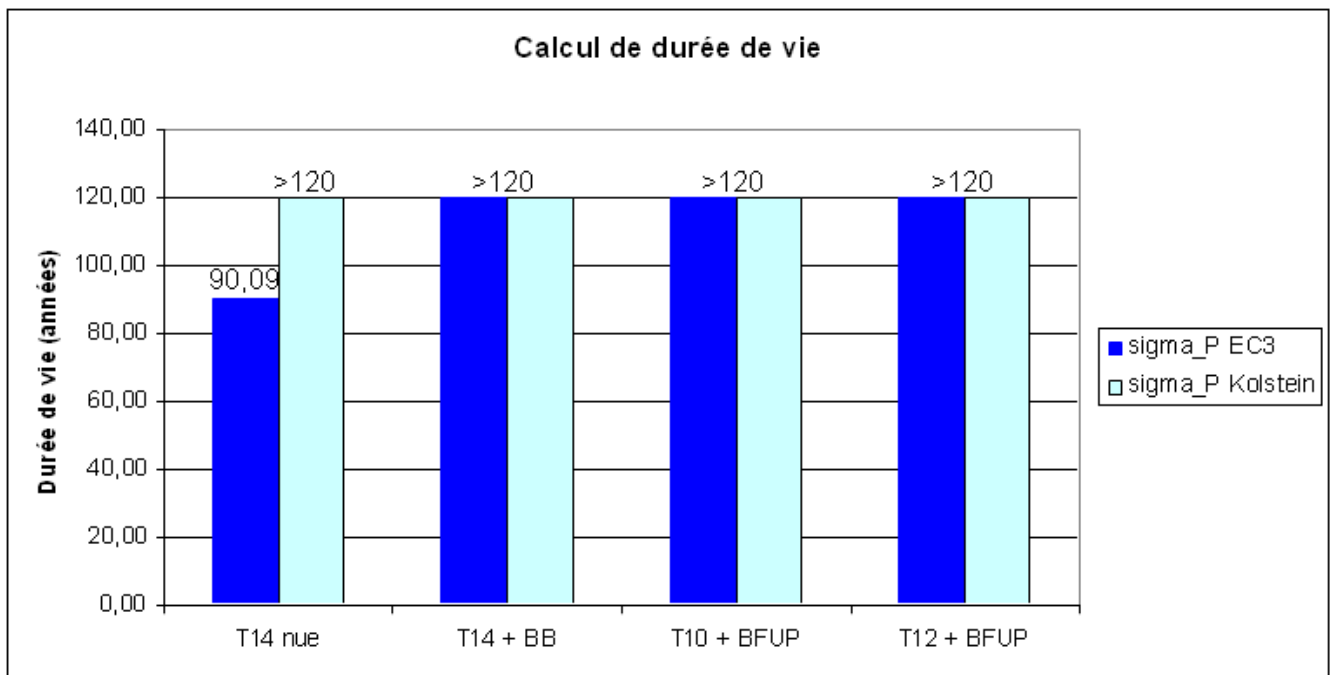


Figure 18a : durée de vie estimée des différents corps d'épreuve sous un chargement longue distance en se basant sur la contrainte de fatigue dans le platelage extrapolée au droit de la soudure sous un chargement de type « plaque A »

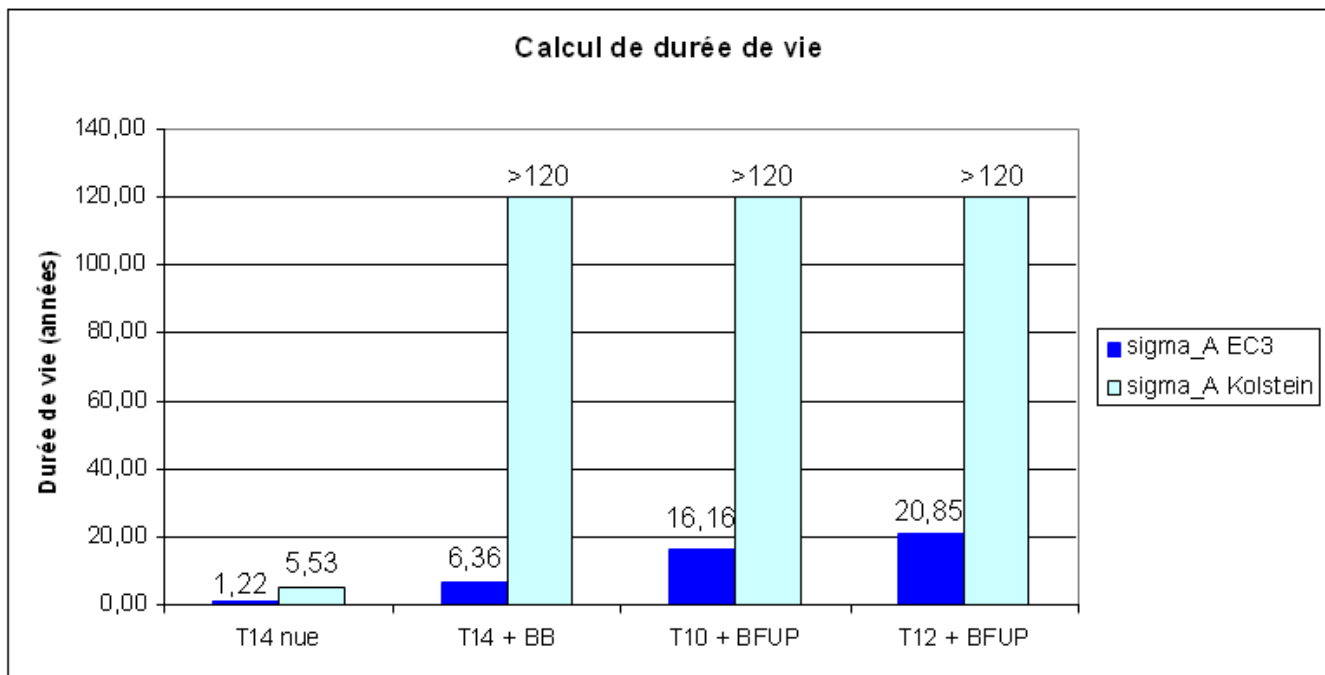


Figure 18b : durée de vie estimée des différents corps d'épreuve sous un chargement longue distance en se basant sur la contrainte de fatigue dans l'auget extrapolée au droit de la soudure sous un chargement de type « plaque A »

	T14 nue		T14 + BB		T10 + BFUP		T12+BFUP	
Charge appliquée	σ_p (MPa)	σ_A (MPa)	σ_p (MPa)	σ_A (MPa)	σ_p (MPa)	σ_A (MPa)	σ_p (MPa)	σ_A (MPa)
A 35 kN	41,3	52,3	28,1	40,1	35,9	32,0	18,1	25,1
B 45 kN	17,4	26,2	10,9	19,0	16,8	15,8	6,5	20,2
B 60 kN	22,0	34,6	15,8	25,5	19,1	21,6	7,3	26,6
B 65 kN	23,6	37,5	17,8	28,1	19,9	23,3	7,5	28,7
B 70 kN	25,1	40,6	19,6	30,6	20,5	25,0	7,7	30,8
B 75 kN	26,8	44,0	21,5	33,1	21,2	26,1	7,9	32,9
C 40 kN	32,6	55,1	13,3	34,3	36,1	31,7	19,4	29,9
C 45 kN	35,6	61,2	16,6	40,3	39,1	34,8	20,7	33,3

Tableau 5 : contraintes de fatigue extrapolées pour les différents cas de charge du modèle de fatigue numéro 4
Les contraintes correspondent à la moyenne des valeurs obtenues à la soudure sud et à la soudure nord

La réduction des variations de contrainte permise par le BFUP, stable au cours des cycles, permet d'espérer un gain de durée de vie en fatigue important par rapport à la situation de référence (avec 70 mm de béton bitumineux) et *a fortiori* par rapport à un revêtement ultra-mince (correspondant quasiment à la tôle nue dans les essais présentés).

On observe également un gain appréciable apporté par le béton bitumineux par rapport aux solutions sans revêtement. Rappelons que les résultats obtenus avec l'enrobé bitumineux sont défavorables, en raison du caractère quasi-statique du chargement. Plus le chargement est lent, plus le module d'Young du béton bitumineux est faible. Par ailleurs, le module varie fortement en fonction de la température. Un calcul exact nécessiterait donc la prise en compte de la vitesse de sollicitation et de la température lors du passage des poids lourds.

Compréhension du comportement des corps d'épreuve BFUP

Les corps d'épreuve revêtus de BFUP ont montré un comportement assez fortement non linéaire et la raideur globale observée a été inférieure à celle attendue en supposant un comportement élastique linéaire du BFUP et une connexion parfaite à l'interface avec la tôle de platelage. Un facteur d'explication possible réside dans le fait que le BFUP est connecté localement au niveau des goujons ou des soudures du treillis soudé, mais qu'il est libre de glisser entre ces points de connexion. Dès lors, l'inertie globale s'en trouve diminuée. Est-ce qu'on est bien certain de cela ? Le BFUP au lieu d'être quasi intégralement comprimé (la traction étant reprise par la tôle métallique située en dessous), a sa fibre inférieure tendue, et les contraintes atteintes ont pu dépasser la contrainte de fissuration. Il y a alors un développement de fines fissures en fibre inférieure de la couche de BFUP, phénomène confirmé après autopsie des corps d'épreuve ; de très légères fissures (avec une ouverture résiduelle observée de l'ordre de 30 à 50 μm) rayonnantes à partir du centre du corps d'épreuve ont été observées. L'hypothèse de glissement relatif BFUP-tôle métallique et fissuration a été confirmée par le calcul au moyen de modèles aux éléments finis [18], [19] et [21].

Ce phénomène de légère fissuration explique également l'évolution de comportement des corps d'épreuve au cours des essais statiques (assouplissement progressif). Cependant, pendant les essais de fatigue, aucun endommagement n'a été constaté, ce qui prouve que le seuil d'endommagement est au moins supérieur à 110 kN pour une plaque type A (220 x 320 mm) et sans doute supérieur à 150 kN puisque plusieurs essais statiques jusqu'à 150 kN ont été réalisés au cours des essais cycliques. L'endommagement pourrait avoir été principalement provoqué par l'application de charges doubles (jusqu'à 150 kN pour chaque plaque).

Conclusion

Le programme expérimental du projet Orthoplus réalisé sur corps d'épreuve de grande dimension, présenté dans cet article, met en évidence la faisabilité et la pertinence d'un revêtement BFUP pour diminuer les contraintes de fatigue d'une structure à dalle orthotrope.

En particulier, la durée de vie calculée avec la classe de détail proposée par A.Kolstein valide une conception avec une tôle de platelage de 12 mm connectée à 35 mm de BFUP, à condition de respecter des critères de qualité élevés pour les soudures augets-platelage, critères rappelés dans l'article n° 1.

Une conclusion alternative est qu'à durée de vie équivalente, l'épaisseur de la tôle de platelage peut être réduite.

Le phénomène d'endommagement a été constaté pour des charges plus sévères que les charges de service prescrites par l'Eurocode (nous avons appliqué ici, en deux emplacements proches, une charge jusqu'à 150 kN par plaque de 220 x 320 mm alors que la charge de 150 kN appliquée par l'essieu du convoi TS s'exerce sur une surface de 400 x 400 mm).

Les phénomènes de glissement relatif et de fissuration du BFUP rendent peu aisée une modélisation fine des phénomènes. Il a été nécessaire de recourir à des modélisations fort complexes pour converger avec les résultats expérimentaux.

Pour optimiser le fonctionnement du BFUP sur la tôle métallique, une solution assurant une meilleure connexion voire un collage parfait entre les deux couches semble à privilégier pour obtenir un fonctionnement du BFUP dans le domaine élastique uniquement, et donc une meilleure rigidité. Ce type de connexion pose toutefois des problèmes de réalisation pratique et sa durabilité restera à démontrer.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier :

- Toute l'équipe de la plate-forme d'essais des structures de l'IFSTTAR, en particulier : F. Baby, C. Bazin, H. Blazejewski, J. Billo, M. Estivin, R. Lapeyrière, L. Lauvin, C. Massotte, J.C. Renaud.
- Christian Tessier pour le suivi administratif du projet Orthoplus au niveau de l'IFSTTAR.
- Lamine Dieng et Simon Pouget pour les calculs aux éléments finis réalisés parallèlement aux essais.

Bibliographie

- [1] Le Quere C. « Projet Orthoplus : ingénierie avancée des dalles orthotropes et de leur revêtement » Travaux n° 843, 2007.
- [2] Gomes F. et al. « Comportement statique d'une dalle orthotrope non revêtue » Rapport Orthoplus, thème 3 - tâche 3c, février 2010.
- [3] Marchand P. et al. « Comportement statique et en fatigue d'une dalle orthotrope d'épaisseur 12 mm revêtue de BFUP » rapport n° 4, Rapport Orthoplus, thème 3 - tâche 3c, juin 2011.
- [4] Gomes F. et al. « Comportement statique et en fatigue d'une dalle orthotrope d'épaisseur 10 mm revêtue de BFUP » rapport n° 2, Rapport Orthoplus, thème 3 - tâche 3c, juin 2011.
- [5] Gomes F. et al. « Comportement statique d'une dalle orthotrope revêtue de béton bitumineux » rapport n° 3, Rapport Orthoplus, thème 3 - tâche 3c, juin 2011.
- [6] Gomes F. et al. « Influence d'un revêtement en BFUP sur le fonctionnement en fatigue d'une dalle orthotrope : approche expérimentale », 28^e Rencontres Universitaires du Génie Civil, La Bourboule, 2-4 juin 2010.
- [7] Gomes F. et al. « Fatigue behaviour of an orthotropic steel bridge deck », Eurosteel 2011, 6th European Conference on Steel and Composite Structures, volume C, pp. 2097-2102, Budapest, Hungary, 2011.
- [8] Marchand P. et al. « Behaviour of an orthotropic bridge deck with a UHPFRC topping layer », Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 05-07 mars 2012.
- [9] NF EN 1991-2, Eurocode 1, Actions sur les structures, Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic, 2004.
- [10] NF EN 1993-1-9, Eurocode 3, Calcul des structures en acier, Partie 1-9 : Fatigue, 2005.
- [11] Parant E. « Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion » thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.
- [12] Mouquet D. et al. « Etude du comportement à la fatigue du BPR fibré » Fibre Reinforced Concretes (FRC), BEFIB 2000, RILEM Proceedings, PR015, pp 769-779.
- [13] Toutlemonde F. et al. « Fatigue performance of an UHPFRC ribbed slab applied as a road bridge deck verified according to the Eurocodes » Concrete under Severe Conditions, CONSEC 07, LCPC, pp 1191-1200.
- [14] Mehue P. « Les platelages métalliques en dalle orthotrope » Bulletin ponts métalliques N° 21 - OTUA.
- [15] Hobacher A. « Recommendations for fatigue design of welded joints and components » document XIII-1965-03/XV-1127-03, avril 2006, International Institute of Welding (IIS).
- [16] Bignonnet A. et al. « Comportement en fatigue des ponts métalliques : application aux dalles orthotropes en acier » rapport recherche CECA n°7210 KD/317, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, mars 1990.
- [17] Kolstein M.H. « Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks » PhD Thesis, TU Delft, 2007.
- [18] Dieng L. « Modèle plaque de la dalle orthotrope » Projet Orthoplus - tâche 2a, janvier 2010.
- [19] Faussier J. et Dieng L. « Modélisation du comportement du complexe « platelage + revêtement » d'une dalle orthotrope » rapport de stage, soutenance 9 juillet 2009, IUP Université Bretagne Sud (Lorient).
- [20] Pouget S. « Influence des propriétés élastiques ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope » thèse de doctorat, ENTPE, mars 2011.
- [21] Dieng L. « Simulation numérique du complexe « platelage + revêtement » : passage d'un modèle multi-plaques à un modèle plaque homogène » projet Orthoplus - tâche 2d.

La réparation du pont d'Illzach

Sébastien FYON - CG68, B. HAASMANN - CG68, Damien ChAMPENOY - Cerema/DTerEST, Davy PRZYBYLA - Cerema/DTerEST, Grégory GÉNÉREUX - Cerema/DTecITM, Daniel BITAR - CTICM, Ziad HAJAR - EIFFAGE, Marco NOVARIN - EIFFAGE, Claude SERVANT - EIFFAGE

Présentation du projet

La solution technique pour le projet de réparation du pont de la RD201 sur le canal de Huningue à Illzach est issue du programme de recherche ORTHOPLUS.

L'objectif principal du projet de recherche ORTHOPLUS piloté par le Sétra était de mettre au point les outils théoriques et méthodologiques de prise en compte de l'épaisseur et de la nature du revêtement dans le calcul en fatigue d'un tablier métallique à dalle orthotrope. Ces outils ont ainsi été utilisés dans un second temps pour optimiser les revêtements bitumineux épais existants et pour développer une solution innovante de revêtement mince en béton fibré à ultra-hautes performances (procédé ORTHODALLE).

Ce procédé, déclaré lauréat de la Charte Innovation Routière 2010, a été expérimenté sur un ouvrage en service à Illzach près de Mulhouse, géré par le Conseil Général du Haut Rhin, et dont le platelage orthotrope présentait une forte pathologie. Les travaux de réparation, réalisés au cours de l'été 2011, consistaient à mettre en œuvre un revêtement structural constitué de dalles préfabriquées en béton fibré à ultra-haute performance (BFUP), en lieu et place du revêtement bitumineux.



Figure 1 : vue générale de l'ouvrage

La réparation du tablier constitué de poutres latérales de type WARREN et d'un platelage orthotrope s'inscrit donc dans le cadre du développement de solutions innovantes de renforcement de platelages orthotropes à base de BFUP.

Description de l'ouvrage et des désordres observés

L'ouvrage, mis en service en 1970, se compose d'une travée isostatique constituée d'un tablier à poutres latérales de type WARREN de 106 mètres de longueur encadrant un platelage de type orthotrope. La largeur totale de l'ouvrage, égale à 12,60 m, porte une chaussée de circulation à deux voies (une dans chaque sens) de 8 mètres de large (largeur utile du tablier égale à 11,00 mètres).

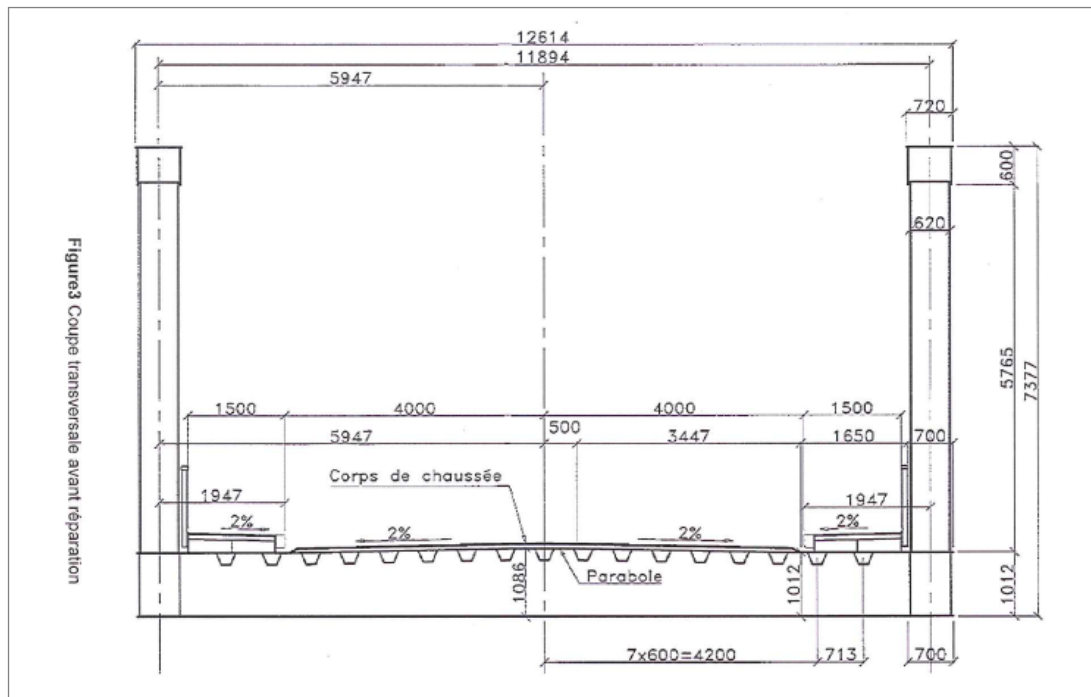


Figure 2 : coupe transversale

La dalle orthotrope (Figure 2-3) est constituée d'une tôle métallique de platelage de 12 mm d'épaisseur raidie transversalement par 34 pièces de pont formant 33 intervalles appelés « caissons » et longitudinalement par 17 nervures trapézoïdales fermées appelées augets.

L'espacement des pièces de pont est de 3,20 m environ et les augets sont discontinus au droit des pièces de pont.

Le revêtement sur ouvrage d'une épaisseur de 80 mm à la mise en service est constitué d'un asphalte bicouche surmonté de BBSG (bitume semi grenu). Avant sa réparation, le tablier présentait de nombreuses fissures le long de la soudure auget/pièce de pont (183 fissures repérées en 2001 et 60 supplémentaires relevées lors de l'inspection détaillée en été 2009). Ces fissures étaient localisées en pied du cordon de soudure auget/pièce de pont, généralement dans l'âme de la pièce de pont, parfois dans le platelage. Il n'y avait pas de propagation à proprement parler, toutefois quatre fissures se prolongeaient longitudinalement entre l'auget et le platelage (Figure 4).



Figure 3 : sous-face du platelage - source : Eiffage TP



Figure 4 : désordres observés - source : Cete de l'Est

La présence d'eau constatée dans les augets pouvait laisser craindre une fissuration de fatigue dans le platelage non détectable en présence du revêtement. De nombreuses traces de corrosion, sur les diagonales des poutres WARREN et dans le platelage en intrados du tablier, ont aussi été constatées.

Afin de maintenir les conditions d'exploitation du franchissement, l'ouvrage a été mis en sécurité vis-à-vis du risque de décrochage des augets (Figure 3 - madriers de soutien des augets) en février 2010. Parallèlement, une solution permettant de réparer et renforcer l'ouvrage a été recherchée par le Sétra et le CETE de l'Est, pour le compte du Conseil Général du Haut-Rhin.

La solution de réparation proposée par eiffage travaux publics

Les dégradations constatées portaient essentiellement sur le platelage à la jonction auget-pièce de pont alors que les poutres porteuses principales étaient en bon état de conservation.

De ce fait, la solution de réparation jugée la plus appropriée consiste à accroître fortement la rigidité du platelage supérieur en lui connectant une dalle mince en BFUP. L'inertie étant sensiblement accrue, les efforts de flexion sont filtrés par le revêtement en BFUP et les contraintes à la jonction auget-pièce de pont sont ainsi notablement réduites.

Cette solution a été mise en oeuvre en combinant la préfabrication et le clavage en place des éléments préfabriqués (Figure 5).

Le revêtement en BFUP est constitué de 66 dalles préfabriquées de dimension 3,45 m x 2,70 m en plan et de 5 cm d'épaisseur disposées longitudinalement sur 2 files. La partie coulée en place est constituée de bandes longitudinales de clavage au nombre de 3 (une centrale de 30 cm et deux latérales de 20 cm de large), ainsi que des bandes transversales de clavage de 60 cm de large, axées sur les pièces de pont.

La continuité mécanique du BFUP au travers des joints de clavage est assurée à l'aide d'un ferrailage en treillis soudé ST 65C disposé au niveau du feuillet moyen de la dalle.

La dalle BFUP est connectée au platelage par l'intermédiaire de « mini » goujons type Nelson disposés dans les bandes de clavage et dans les réservations des éléments préfabriqués de 380 mm x 380 mm.

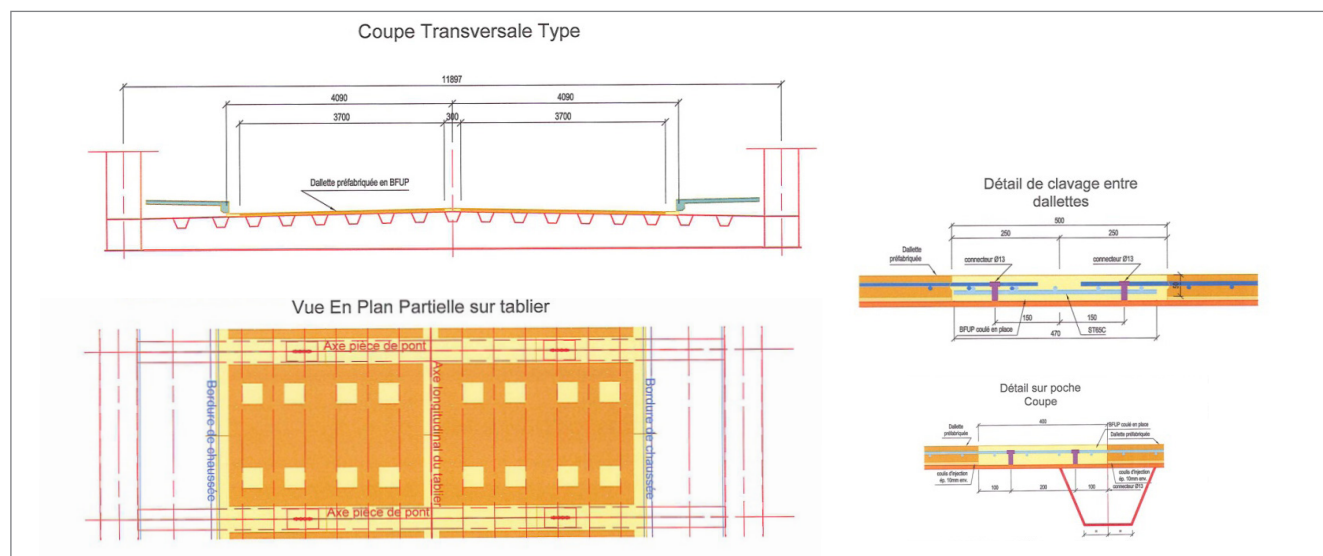


Figure 5 : principe de renforcement

L'utilisation de dalles préfabriquées a permis de réduire au strict minimum les nuisances et restrictions de circulation et de minimiser les quantités de BFUP à couler en place, les cantonnant aux seules zones de clavage entre dalles, optimisant ainsi les moyens de bétonnage.

Cette solution avec dalles préfabriquées a été également favorisée par la géométrie du tablier (alignement droit), permettant de couvrir toute la surface avec un seul type d'élément.

Le programme de suivi expérimental

L'étude expérimentale du comportement du complexe dalle orthotrope-BFUP ne pouvant s'appuyer sur un protocole d'essais classiques puisqu'il s'agit d'un complexe innovant de deux structures sans références antérieures en France, il est apparu pertinent de réaliser une première campagne d'expérimentation basée sur l'essai de flexion « cinq points » utilisé par les entreprises routières pour tester en fatigue les revêtements de chaussée (essai normalisé NFP 98-286).

Ces essais, réalisés dans le cadre du projet de recherche Orthoplus, ont permis d'étudier sur des échantillons de petites dimensions 580 x 220 mm, trois types de connexion pour une épaisseur constante de BFUP de 35 mm.

Ces essais à petite échelle ont montré un excellent comportement en statique et en fatigue du complexe tôle/BFUP quel que soit le mode de connexion : goujons, treillis-soudé ou treillis-soudé avec plaque crénelée de connexion soudée à la tôle.

L'essai de flexion « cinq-points » ne permettant pas de simuler le comportement de la dalle orthotrope munie de ses augets, il en résulte que ni le comportement en flexion longitudinale ni le cumul des contraintes longitudinales et transversales n'étaient accessibles dans ce type d'essai.

C'est ainsi que plusieurs corps d'épreuve à plus grande échelle ont été testés en statique et en fatigue à l'IFSTTAR (anciennement LCPC). Il s'agissait d'éléments de dalle orthotrope de dimensions 2,40 x 4,00 m fabriqués à cette occasion dans l'usine d'EIFFAGE CONSTRUCTION METALLIQUE de Lauterbourg, et revêtue soit de Béton bitumineux, soit de BFUP. Les résultats positifs sont présentés dans l'article 5 de ce bulletin.

En complément, dans le cadre du programme ORTHOPLUS, une campagne d'essais sur structure réelle de grande dimension « échelle 1 » a été entreprise. Le programme d'expérimentation a consisté à étudier le comportement d'un platelage de type « VMD » (Viaduc Métallique Démontable) fourni par le CNPS (Centre National des Ponts de Secours) situé au dépôt de Chaumes-en-Brie. Le tablier « VMD » de 12,80 m de longueur et de 3,50 m de largeur a été transféré sur le site de Monthyon, près de Meaux, où EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS dispose d'une usine de fabrication d'enrobés et d'installations permanentes, afin de faire l'objet de différents tests.

Le tablier « VMD » avait pour rôle principal de quantifier le bénéfice structurel apporté par le revêtement en BFUP par rapport à une configuration tôle nue ou à celle avec un revêtement bitumineux non participant. Pour ce tablier dont l'épaisseur de la tôle supérieure était de 10 mm, les augets sont espacés tous les 600 mm.

Plusieurs solutions techniques de revêtement sur le tablier VMD ont été testées en fonction de la nature des opérations envisagées pour l'avenir (travaux neufs, réparation).

Pour valider la solution technique retenue pour le pont de la RD201 à Illzach, un élément de dalle préfabriquée en BFUP a été connecté à cette occasion au platelage orthotrope du tablier « VMD » (Figures 6-7).



Figure 6 : tablier VMD - Dalle préfabriquée



Figure 6 : tablier VMD - Bétonnage des clavages

La dalle préfabriquée était munie de réservations permettant de concentrer les connecteurs par paquets et d'assurer la liaison par clavage du BFUP coulé en place. Cette disposition est proche de celle mise en œuvre pour les ponts mixtes bipoutres à dalle béton armé préfabriquée.

Des épreuves de chargement ont été ensuite réalisées après que le tablier « VMD » a été instrumenté afin de quantifier le gain apporté en flexion locale et en flexion générale.

Les études d'exécution

La modélisation du tablier

Les justifications de l'ouvrage ont été menées dans les deux configurations « État initial » et « État renforcé ». Pour chaque état, quatre modèles de calcul aux éléments finis ont été réalisés : un modèle global et trois modèles locaux (Figure 8).

Le modèle global a été réalisé avec des éléments de poutre tandis que les modèles locaux ont été réalisés avec des éléments de coque simulant finement le platelage orthotrope dans trois zones particulières du tablier : zone d'about, zone au $\frac{1}{4}$ de travée et zone à mi-travée. Pour les besoins de comparaison, le maillage des modèles locaux était identique, dans les deux états étudiés.

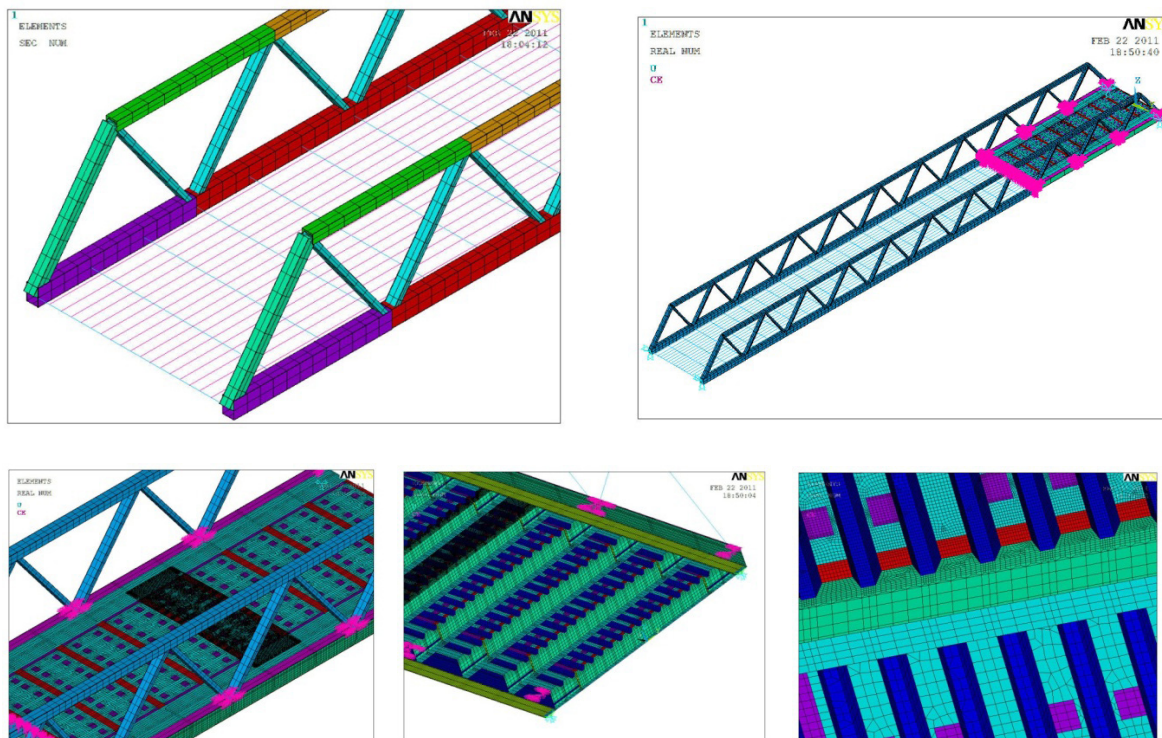


Figure 8 : modélisation du tablier - Vues des modèles EF

La connexion a été modélisée d'une manière explicite (Figure 9). Cette modélisation, était rendue possible grâce aux informations tirées des essais « Push-Out » et d'arrachement réalisés dans le cadre du projet ORTHOPLUS pour une épaisseur de revêtement de 35 mm.

Elle permet la prise en compte de la mixité de la section acier-BFUP, sous les différents cas de charges appliqués (poids propre, superstructures, charges d'exploitation) ainsi que la simulation des effets de retrait et de variation de température entre le platelage BFUP et le tablier métallique.

Les résultats des essais réalisés sur des « mini » goujons Nelson St37-3K ($\varnothing = 13 \text{ mm}$; $h = 25 \text{ mm}$; $f_y = 350 \text{ MPa}$ et $f_u = 450 \text{ MPa}$) sont donnés ci-dessous, pour un goujon :

- résistance au cisaillement à l'ELU = 38,3 kN et à l'ELS = 22,9 kN ;
- rigidité sécante en flexion prise en compte dans le modèle = 190 kN/mm ;
- résistance à l'arrachement à l'ELU = 13 kN , à l'ELS = 7,9 kN par goujon ;
- rigidité axiale sécante prise en compte dans le modèle = 3,5 kN/mm.

Ensuite, ces valeurs sont appliquées au projet en considérant les épaisseurs effectives de la dalle (50 mm) et du platelage comme le montre la figure ci-contre.

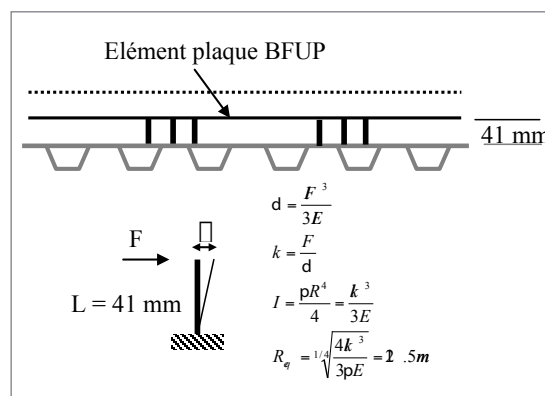
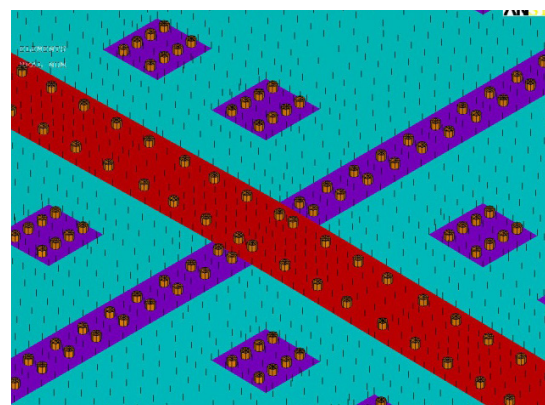


Figure 9 : élément équivalent de connexion

Le chargement

Le calcul est effectué en considérant les charges routières civiles et les charges militaires pour lesquelles l'ouvrage avait été conçu (charges du fascicule 61 - Titre II). En revanche, pour le calcul à la fatigue, le camion Bf est pris en compte selon le guide du Sétra relatif à la résistance à la fatigue des ponts métalliques et mixtes. La masse du camion de 30 tonnes est pondérée par un coefficient $c=1$, correspondant à un trafic RN normal.

Les Principaux résultats - Comparaison

À l'état initial, les calculs du pont ont montré un comportement satisfaisant à l'ELU en conformité avec le fascicule 61 - Titre V, règlement du marché applicable à l'époque de sa construction. Néanmoins, une contrainte locale importante est relevée dans l'auget (près de 400 MPa).

Les calculs réalisés en présence du revêtement BFUP et en prenant en compte la fissuration, le retrait et le fluage, ont montré une atténuation importante des contraintes dans la tôle de platelage et les augets ; cela permet ainsi de conclure à l'existence d'une amélioration du comportement en particulier local de l'ouvrage.

La comparaison des résultats du calcul de l'ouvrage avant et après renforcement (Tableau 1), a montré un gain important au niveau de la raideur ainsi qu'une réduction appréciable des contraintes dans le platelage métallique.

Contraintes en MPa		Pont initial	Pont renforcé	Ecart
Tôle de Platelage	σ_x (longitudinal)	263	163	- 38 %
	σ_y (transversal)	390	154	- 61 %
Augets	σ_x sous face	398	298	- 25 %
	σ_x âme	252	107	- 58 %
	σ_{xz} âme	122	59	- 52 %
Pièce de pont	σ_y	243	210	- 14 %
	σ_{xz}	120	104	- 13 %

Tableau 1 : contraintes à l'ELU - Comparaison État initial / État renforcé

Calcul à la Fatigue

Les calculs à la fatigue sont effectués selon la méthode « cumul de dommage ». En retraçant l'historique du chargement et la projection du trafic à venir, nous avons pu évaluer les dommages à l'état initial et l'état renforcé et calculer ainsi l'effet de la présence de la dalle BFUP sur l'espérance de vie de l'ouvrage après renforcement.

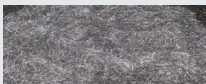
Les deux détails critiques pour ce pont sont d'une part la soudure des augets discontinus sur l'entretoise (Détail 36 selon EN 1993-1-9) et, d'autre part, la soudure de l'auget sur le platelage par un cordon d'angle (Détail 71 selon EN 1993-1-9 ou 125 selon les travaux de KOLSTEIN et du projet ORTHOPLUS).

Pour le premier détail, la présence de la dalle BFUP a permis de diminuer les contraintes en fibre inférieure de l'auget à la jonction avec l'entretoise de presque 50 %, ce qui permet de prolonger la résistance des détails non fissurés de près de 20 ans.

Concernant le deuxième détail, la réduction des contraintes permet d'avoir une durée de vie de plus de 80 ans.

Justification propre à la dalle BFUP

Pour la réalisation des dalles préfabriquées et du béton de clavage coulé en place, la formule du béton spécial industriel (BSI) retenue présente les caractéristiques du Tableau 2 :

Prémix (*):	2 296 kg	Densité	ρ	2,75 t/m ³
Super-plastifiant	39,6 kg	Résistance caractéristique en compression à 28 j	f_{c28}	165 MPa
Eau	185 kg	Résistance caractéristique en traction à 28 j de la matrice	f_{t28}	8,8 MPa
Fibres métalliques (L _f =20 mm ; ϕ = 0,3 mm)	195 kg	Résistance caractéristique en traction à 28 j du matériau fibré	σ_{bt-28}	7,72 MPa
Les fibres métalliques sont droites et constituées d'acier à très haute limite d'élasticité		Valeur moyenne du module d'Young à 28 j	E_{t28}	57 GPa
		Retrait endogène à l'infini	$\epsilon_{te-\infty}$	550 $\mu\text{m/m}$
		Retrait de dessiccation à l'infini	$\epsilon_{rd-\infty}$	150 $\mu\text{m/m}$
		Fluage propre et de dessiccation (chargement à t = 48 h)	K_{fl}	1,00

* Le prémix est un pré-mélange de tous les constituants secs (ciment, fumée de silice, sables et granulats).

Tableau 2 : composition et caractéristiques mécaniques du BSI®

Les dalles préfabriquées en BSI® sont armées avec un Treillis soudé ST65 C, permettant d'assurer une continuité mécanique au droit des joints de reprise et des réservations de connexion.

Les justifications propres au revêtement en BSI sont basées sur les Recommandations provisoires AFGC-SETRA pour les BFUP de 2002.

Pour les sections courantes en BFUP armé, les justifications à l'état limite de service (ELS) sont basées sur la classe IV des recommandations BFUP, avec une limitation à la fois de l'ouverture des fissures ($w < 0,2$ mm) et des contraintes dans les aciers passifs selon les règles BAEL 99 en retenant l'hypothèse de fissuration préjudiciable. Les contraintes sont calculées sur la section fissurée en considérant la loi de comportement en traction du matériau fibré (Figure 10).

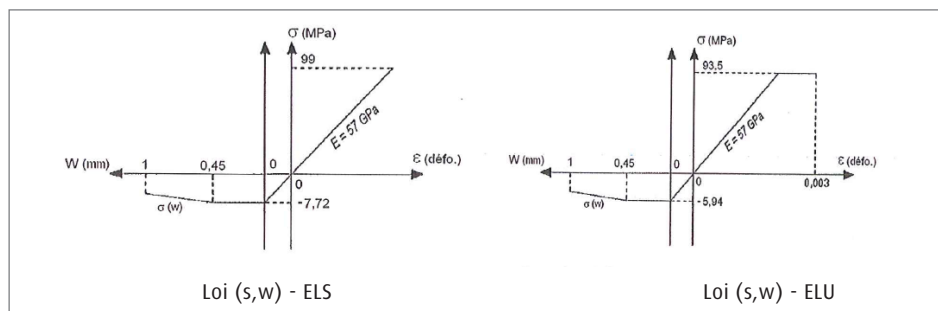


Figure 10 : loi de comportement du BSI®

Pour les sections de reprise, la résistance de la section correspond à celle d'une section en BA sans contribution des fibres.

La Figure 11, présente les diagrammes d'interaction des sollicitations résistantes aux ELU obtenus pour les sections courantes et les sections de reprise.

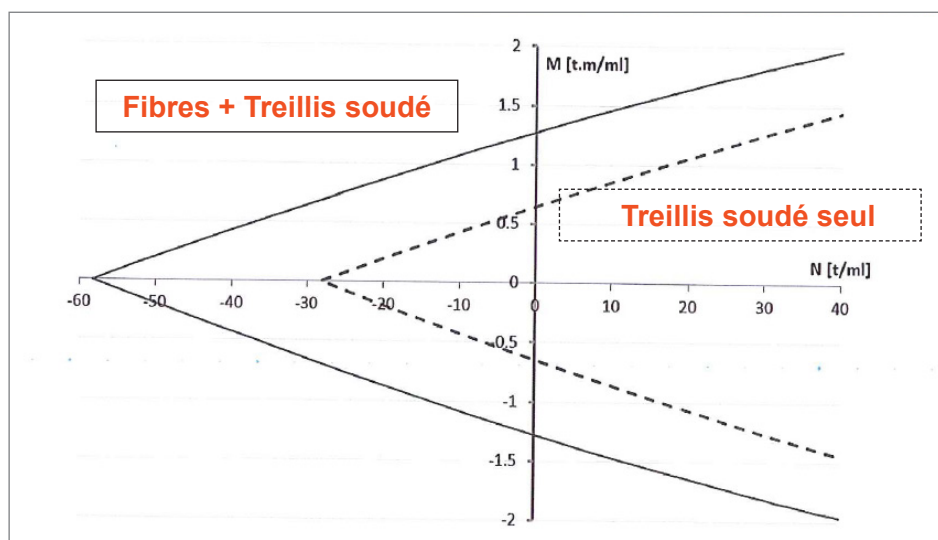


Figure 11 : section BFUP ép. 50 mm - Diagramme d'interaction ELU

Les sollicitations locales et globales dans le revêtement sont obtenues à l'aide des modèles aux éléments finis dans lesquels la dalle en BFUP est modélisée à l'aide d'éléments coques. Les justifications des sections consistent à vérifier que les couples d'effort N et M dans les directions transversale et longitudinale se situent à l'intérieur du domaine admissible délimité par les diagrammes d'interaction.

Dans le sens transversal, on note une prépondérance des efforts de flexion locale qui sont obtenus pour différentes configurations du système Bc.

Dans le sens longitudinal, compte tenu de sa situation en membrure inférieure des poutres principales, la dalle en BFUP subit aussi des efforts de flexion locale entre pièces de pont et des efforts de traction sous les effets de flexion générale. Les sections critiques dans cette direction correspondent aux sections de reprise situées dans les bandes de clavage axées sur les pièces de pont.

Les travaux de réparation

Le défi était de réaliser les travaux de renforcement de la dalle orthotrope durant les seuls mois de juillet et août pendant lesquels une interruption totale de la circulation de l'ouvrage était possible.

La préfabrication des dalles BFUP (66 au total) a démarré début avril 2011 avec un rythme moyen en atelier de 4 dalles par jour.

Sur site, les travaux préparatoires aux travaux de renforcement ont consisté en :

- la dépose des revêtements sur ouvrage, couche d'enrobé et d'étanchéité ; cette dépose a été assurée par des moyens mécaniques autres que du rabotage afin de ne pas détériorer la tôle de platelage et de faciliter le décollage par plaque des revêtements adhérent à la tôle ; les finitions ponctuelles ont été réalisées manuellement ;
- La préparation de la surface de la tôle de la dalle orthotrope après dépose des revêtements par hydrodécapage afin d'éliminer toutes les matières non adhérentes au support.

Pour les travaux de renforcement prévus sur 9 semaines, il s'agissait d'effectuer :

- **la pose des goujons-connecteurs** (Figure 12), par soudure à l'arc par fusion et forgeage au pistolet. Pour permettre un accès permanent à l'engin de pose des dalles, il n'a pas été possible de souder l'ensemble des goujons avant la pose des dalles. Ainsi, seuls les goujons implantés dans les bandes de clavages centrale et latérales ont été soudés avant la pose des dalles. Les autres goujons situés au droit des réservations de connexion et dans les bandes transversales ont été posés après la mise en place des dalles. Au total, près de 12 000 goujons ont été soudés sur l'ouvrage ;
- **la pose et le réglage des dalles préfabriquées** en BFUP (Figure 13) à l'aide d'un chariot télescopique, en partant du milieu de la travée vers les appuis ;

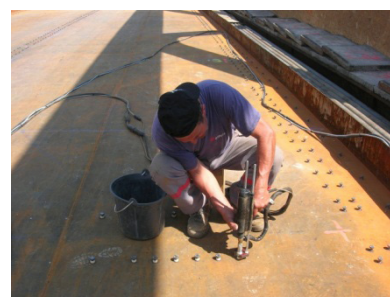


Figure 12 : pose des « mini » goujons

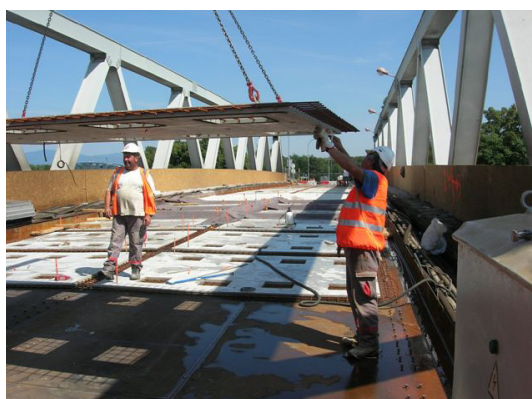


Figure 13 : pose des dalles préfabriquées

- **la pose des armatures** (treillis soudés) dans les zones de clavage transversal et longitudinal ;
- **la réalisation des bandes de clavage** transversal et des réservations en BFUP coulé en place (Figure 14). La fabrication du BSI® sur le site a été réalisée avec un malaxeur classique à axe vertical et par gâchées de 250 l ;



Figure 14 : bétonnage des zones de clavage



Figure 15 : mise en œuvre de la couche de roulement protectrice

- l'interface dalle / tôle est injectée à l'aide d'un coulis sans retrait. Des trous d'injection et des événements sont prévus dans les dalles préfabriquées, permettant de garantir le bon remplissage de l'interface ;
- la mise en œuvre de l'étanchéité et du revêtement.

Après une préparation du support par grenailage, un traitement par pontage des reprises de bétonnage et application d'un primaire en résine époxydique, une couche de roulement en résine gravillonnée est mise en œuvre (Figure 15), sur une épaisseur totale d'environ 10 mm.

Les travaux préparatoires ont démarré le 14 juin 2011. La pose des dalles s'est déroulée en juillet/août 2011.

La remise en service du tablier renforcé a pu être faite le 1^{er} septembre 2011, permettant ainsi notamment aux transports scolaires de circuler à nouveau sur l'ouvrage.

Le contrôle et suivi de chantier

Le Réseau Scientifique et Technique (Sétra + CETE Est) du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (MEDDE), a eu pour mission de contrôler les études d'exécution, le choix des matériaux et leurs procédures de mise en œuvre. Dans le cadre du suivi de chantier, il a été procédé aux différentes tâches suivantes :

- assistance technique lors des phases de préfabrication des dalles et essais sur le BFUP ;
- assistance technique et participation aux épreuves de convenance d'études et de mise en œuvre du revêtement : cette étape a notamment consisté à évaluer l'adhérence du revêtement sur le BFUP selon le mode de préparation du support, mais aussi selon la température (durabilité) ;
- inspection détaillée du platelage après que le revêtement bitumineux ait été retiré (il s'agissait notamment de détecter d'éventuelles fissures traversantes dans le platelage, à la jonction platelage/auget). Les contrôles par magnétoscopie n'ont pas révélé de fissures en surface de la tôle de platelage ;
- vérification de la mise en œuvre des goujons ;
- assistance technique et essais sur le BFUP lors des phases de bétonnage *in-situ* ;
- assistance technique lors des travaux de mise en œuvre du revêtement ;
- assistance technique lors des travaux de réalisation des joints de chaussées.

En phase de réception des travaux, il a été procédé :

- aux épreuves de chargement réglementaires comme s'il s'agissait d'un ouvrage neuf, avec notamment la mesure de la flèche générale de l'ouvrage à vide et sous charges, la mesure de la flèche d'une pièce de pont (mi-travée) de l'ouvrage à vide et sous charges ;
- à une inspection détaillée initiale « point zéro » suite au renfort du tablier ;
- à un examen exhaustif du revêtement par thermographie infra-rouge.

La validation de l'expérimentation

L'objet de cette validation est d'analyser le fonctionnement mécanique réel de l'ouvrage par rapport au fonctionnement théorique mis en évidence par les modèles de calcul aux éléments finis établis lors des études d'exécution. Il s'agit également d'étudier le comportement mécanique avant et après renforcement de manière à évaluer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage réparé et d'étudier le comportement mécanique dégradé de l'ouvrage dans l'hypothèse de la rupture d'un auget.

Pour la flexion générale, il s'agit d'examiner l'impact de la mise en œuvre de la dalle sur le comportement de la structure métallique d'origine (flexion générale de l'ouvrage et flexion locale des pièces de pont), en s'intéressant notamment au niveau de connexion sous l'action des charges de trafic, des effets thermiques (différence de température entre la dalle en béton et les poutres métalliques) et de retrait.

Pour la flexion locale, il s'agit d'évaluer, tout particulièrement au droit des augets les variations de contraintes en fatigue dans la nouvelle configuration par rapport à l'ancienne.

Pour la détermination des actions de fatigue, ont été réalisés :

- l'enregistrement du trafic pendant une durée de deux mois de manière à caractériser le trafic réel circulant sur l'ouvrage ;
- l'enregistrement simultané des variations de contraintes sur la poutre porteuse et sur les augets étudiés afin de mettre en évidence l'effet dynamique global et local du trafic.

Pour ce faire, le programme d'instrumentation comportait les points suivants :

- l'instrumentation d'une zone d'about de l'ouvrage ainsi que la zone de milieu de travée sur un ensemble de trois augets situés à l'aplomb d'une file de roues de poids lourd ;
- l'instrumentation de la section de mi-travée des poutres porteuses avec des jauges extensométriques (membrure supérieure et inférieure), ainsi qu'avec des sondes de température ;
- l'instrumentation de la section de mi-travée de la pièce de pont située à mi-travée avec des jauges extensométriques (membrure supérieure et inférieure), ainsi qu'avec des sondes de température ;
- l'instrumentation de l'about de l'ouvrage pour détecter d'éventuels glissements entre la dalle et le platelage ;
- le relevé de la déformation globale de l'ouvrage (à mi-travée) et locale (à mi-travée de flexion de la pièce de pont située à mi-travée de l'ouvrage).



Figure 16 : instrumentation du platelage

Au total, 72 jauges de déformations ont été collées en intrados de l'ouvrage et sur les poutres principales (Figure 16).

Un suivi topométrique de la section à mi-travée a également été réalisé. Des prismes ont été fixés sur les membrures inférieures et supérieures des poutres principales. Un prisme a été fixé en sous-face de la semelle inférieure de la pièce de pont n° 17, dans l'axe de l'ouvrage. Ce suivi a permis d'examiner le comportement global de la structure renforcée.

Les épreuves de chargement ont été conduites avant et après réparation afin d'évaluer le comportement de l'ouvrage renforcé. A mi-travée, le pont a été chargé par 6 camions tandis que 2 camions ont suffi pour l'étude des sections d'about.

Différentes configurations des camions d'épreuve ont été testées dans le but de produire les efforts extrêmes dans les sections instrumentées. D'un cas de charge à un autre, les camions sont décalés transversalement de 300 mm. Cette disposition a permis de solliciter chaque auget, liaison entre augets/platelage et augets/pièces de pont dans le but d'analyser les charges sollicitantes vis à vis de la fatigue.

Les principales conclusions à tirer des épreuves de chargement avant et après réparation sont :

- le fonctionnement global de la structure (sous charge statique) n'est pas modifié ; les flèches sont diminuées de l'ordre de 2 % et les contraintes dans les poutres principales sont sensiblement les mêmes ;
- la flexion longitudinale des pièces de pont est réduite : la connexion des dalles BFUP au droit des bandes de clavage est excellente ;
- l'évaluation du fonctionnement local des augets est particulièrement difficile : les écarts de position des roues entre théorie et pratique, puis entre les deux épreuves de chargement induisent des différences de comportement local de la structure qu'il est impossible d'appréhender. Aussi, seules des tendances peuvent être déduites des mesures :
 - les dalles BFUP semblent mieux répartir les efforts vers les augets adjacents ;
 - l'axe neutre semble se situer dans le BFUP, ce qui indique la bonne connexion du BFUP au platelage ;
 - les contraintes transitant dans les augets semblent diminuer de 30 % ;
 - les contraintes transitant dans le platelage semblent diminuer de 50 %.

Le programme de suivi de la durabilité de la réparation

Le programme de surveillance renforcée consiste à suivre le fonctionnement de l'ouvrage sur une période de dix ans.

Le suivi de l'ouvrage après sa remise en service comprendra des inspections détaillées régulières dont la fréquence sera ajustée en fonction des observations ainsi qu'une visite annuelle conduite par un expert du CETE de l'Est. À ce jour, les inspections détaillées sont programmées à un an, cinq ans puis dix ans après la réparation.

À l'occasion de ces inspections, il sera également procédé à un suivi de l'évolution des contraintes et de la flèche sous chargements statiques par des épreuves (similaires aux épreuves de chargement). L'objectif de ces instrumentations est notamment de vérifier la pérennité de la connexion entre les dalles BFUP et le platelage métallique. Cette campagne d'instrumentation pourra être simplifiée par le comité de suivi technique constitué à cet effet après analyse des résultats.

Conclusion

Le procédé ORTHODALLE s'inscrit dans la continuité d'une démarche de recherche et de développement appelée ORTHOPLUS (projet ANR) visant à réduire les phénomènes de fatigue observés sur les tabliers de ponts à dalle orthotrope et visant à réaliser des ouvrages neufs exempts de ces pathologies.

Il propose une technique innovante de renforcement d'un tablier de pont en dalle orthotrope à l'aide d'un revêtement structural en BFUP constitué d'éléments préfabriqués avec une connexion en deuxième phase.

Le procédé ORTHODALLE appliqué à la réparation de l'ouvrage de la RD201, montre tout l'intérêt de cette technique :

- 1 - Elle permet d'accroître la capacité portante de la dalle orthotrope, en réduisant les contraintes dans le platelage métallique ;
- 2 - La durée de vie de l'ouvrage est allongée d'au moins 20 ans pour un coût relatif très avantageux par rapport à celui de la solution de remplacement de l'ouvrage.

La mise en œuvre de ce nouveau procédé est accompagnée d'une instrumentation fine du tablier, de façon à s'assurer du bon comportement dans le temps de l'ouvrage réparé sous circulation routière.

Le procédé ORTHODALLE, mis en œuvre avec succès sur le pont d'Illzach a reçu le Label IVOR (Innovation Validée sur Ouvrage de Référence), attribué par le comité d'Orientation du Réseau Génie Civil & Urbain lors de la séance du 4 juin 2012.

Les principaux intervenants

Maître d'ouvrage › Conseil Général du Haut-Rhin

Maître d'œuvre › Conseil Général du Haut-Rhin

Entreprises › Eiffage TP Rhône Alpes / Eiffage Construction Métallique

Etudes d'exécution › Eiffage TP - STOA / CTICM

Contrôles d'exécution et instrumentation › Sétra / CETE de l'Est (DOA+ LR Strasbourg)

Influence du revêtement en béton bitumineux ou en BFUP sur l'analyse de cycle de vie d'une dalle orthotrope

Fermanda GOMES - IFSTTAR, Mathieu RIVALLAIN - IFSTTAR, Adélaïde FERAILLE - IFSTTAR, Pierre MARCHAND - IFSTTAR, Christian TESSIER - IFSTTAR, François TOUTLEMONDE - IFSTTAR

Introduction

L'étude de l'influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes conduite dans le cadre du projet ORTHOPLUS [1] vise notamment à contribuer à la diminution de la maintenance et à l'accroissement de la durée de service des ouvrages. Le bilan environnemental de l'ouvrage sur son cycle de vie est donc intimement lié à l'usure plus ou moins rapide du revêtement et à la résistance à la fatigue du tablier. Aussi, l'application du bilan environnemental par analyse de cycle de vie (ACV) a été conduite pour des dalles orthotropes à avec cependant les limitations inhérentes à la rareté et à la faiblesse des données disponibles sur le sujet. L'objectif était de comparer l'influence des différentes options de conception, et principalement du choix du revêtement (béton bitumineux ou béton de fibre à ultra haute performance BFUP).

Le choix du revêtement influence en fait la conception de toute la structure. Par exemple, le béton bitumineux ou le BFUP induisent un poids propre différent sur le tablier du pont, ce qui impose un dimensionnement approprié de la structure : charpente métallique, haubans, appuis, etc... Par ailleurs, mener l'analyse à l'échelle de l'ouvrage d'art à dalle orthotrope permet de mesurer l'influence relative du choix du type de revêtement. Il s'agit d'identifier si le choix du revêtement constitue un enjeu majeur à cette échelle.

Le viaduc de Millau a été choisi comme exemple d'ouvrage d'art à dalle orthotrope. Il ne s'agit évidemment pas d'un ouvrage d'art standard. En revanche un jeu de données complètes était disponible y compris économiques et de durabilité (concession). L'incidence d'un gain de poids du tablier est apparue relativement simple à prendre en compte.

D'une hauteur de 343 m au sommet des pylônes, le Viaduc de Millau a été le dernier maillon de l'autoroute A75 Clermont-Ferrand/Béziers nécessaire à l'achèvement de la liaison. C'est un viaduc multi haubané, composé de sept piles élancées et d'un tablier profilé aérodynamiquement de faible épaisseur (Figure 1).



Figure 1 : viaduc de Millau [2]

Objectif et cadre de l'étude

L'objectif est de comparer deux conceptions alternatives de tablier à dalle orthotrope notamment distinctes par la nature de leur revêtement du point de vue de leur bilan environnemental et ainsi d'évaluer un ordre de grandeur de l'influence du choix de revêtement sur ce bilan.

Cette étude a été réalisée conformément aux prescriptions méthodologiques développées dans les normes ISO 14040 [3] et ISO 14044 [4].

Le système étudié est limité au génie civil et à la structure du viaduc. Les éléments et systèmes liés à la sécurité, à la signalétique routière, aux infrastructures autoroutières (péages, etc...) ne sont pas considérés dans cette étude. En effet, dans notre perspective de comparaison de conceptions structurales, ils ne sont pas discriminants entre les solutions à l'étude.

L'unité fonctionnelle définie est la suivante : permettre le franchissement de 2 460 m par un viaduc multi haubané d'une largeur de 32,05 m, dont le tablier est constitué d'une dalle orthotrope, adapté aux contraintes d'exploitation d'un trafic de 13 000 véhicules par jour (poids lourds et véhicules légers), adapté au vent turbulent de la région de Millau, et d'une durée de service au moins égale à 120 ans.

Le cycle de vie considéré est du type «berceau à la tombe». Les impacts liés aux infrastructures et aux moyens de transport et de mise en œuvre sont pris en compte conformément aux méthodes liées aux bases de données utilisées : Ecoinvent [5], WorldSteel [6], ATILH [7], etc... Les méthodes et les techniques utilisées sont considérées comme représentatives du contexte français (ou européen par défaut) antérieur à 2008.

Modèle de cycle de vie

Le modèle évalue les consommations d'énergie, des différents matériaux, d'eau, les flux d'émission dans l'eau, l'air ou les sols, au cours des différentes phases du cycle de vie : extraction des matières premières, production des matériaux et énergies, transport des matériaux, construction sur site du viaduc, vie en œuvre incluant les opérations de maintenance ainsi que fin de vie.

Production des matériaux de construction

Les principales quantités de matériaux nécessaires pour la construction du viaduc de Millau sont détaillées dans les rapports [2] [8] [9]. Les différences entre les deux structures revêtues de BB ou de BFUP sont présentées dans le tableau 1. Les deux matériaux n'ont pas la même masse volumique (BB, 2.40 t/m³ et BFUP, 2.85 t/m³) ni la même épaisseur (BB, 70 mm et BFUP, 35 mm). La solution dalle orthotrope revêtue de BB dispose d'une tôle de platelage de 13 mm d'épaisseur en moyenne (12 mm, et 14 mm sous la voie lente) alors que la solution dalle orthotrope revêtue de BFUP est composée d'une tôle de 10 mm d'épaisseur. Le gain de poids au niveau du tablier (poids propre + superstructures) de la solution BFUP par rapport à la solution BB est de 8 %. on considérera un gain de poids des haubans de la même valeur.

Type de conception, couche de roulement :	BB	BFUP
Tablier - Acier S355	23 000 t	idem
Tablier - Acier S460	12 500 t	10 900 t
Pylônes - Acier S355	3 200 t	idem
Pylônes - Acier S460	1 400 t	idem
Haubans - Torons T15 Super, classe 1 860 MPa	1 500 t	1 380 t
Palées et chevêtres métalliques provisoires - Acier S355	3 200 t	idem
Palées et chevêtres métalliques provisoires - Acier S460	3 200 t	idem
Cage de télescopage	400 t	idem

Tableau 1 : quantitatif matériaux de charpente métallique du viaduc de Millau

La **solution conventionnelle du revêtement** est composée d'une couche d'étanchéité (Parafor Ponts), une couche anti-corrosive (Siplast Primaire) et une couche de béton bitumineux (Orthochape®). Par manque de données d'inventaire pertinentes, la couche d'étanchéité et la couche anti-corrosive sont modélisées de manière simplifiée par une couche de bitume pur dont la masse est égale à la masse totale. Sur cette couche anti-corrosive est mis en œuvre directement le béton bitumineux. On considère de manière simplifiée une formulation du type : 5,8 % de bitume pur, 94,2 % de granulats, en masse. Pour la production du BB à partir des différentes matières premières, on considère une consommation d'énergie moyenne en centrale d'enrobage égale à 0,2517 MJ/kg de matériau, selon [10].

Dans le cas de la conception innovante, le platelage acier est revêtu par une couche de 35 mm de béton fibré à ultra hautes performances (BFUP). La pose d'un treillis acier, soudé au platelage dans sa dimension longitudinale, contribue à la connexion du BFUP sur la tôle de platelage. Enfin, le BFUP est revêtu d'une couche protectrice de 4 mm de résine époxy. Les données environnementales utilisées pour le BFUP résultent des publications [11], [12] et [13].

Les données relatives aux aciers proviennent de la base WorldSteel. Aucune différence n'a été faite entre les aciers S355 et S460. En l'absence de données spécifiques disponibles, les valeurs prises en compte pour les haubans sont celles disponibles pour les fils, et pour la précontrainte, celles disponibles pour les armatures.

Les appareils d'appui du tablier n'ont pas été pris en compte dans le modèle, faute de données environnementales.

Les différents bétons pris en compte et les inventaires associés sont détaillés dans le rapport Orthoplus [8]. Les données environnementales utilisées pour le ciment, les adjuvants et les agrégats proviennent respectivement de l'ATILH (Association Technique de l'Industrie des Liants Hydraulique), de l'EFCA (European Federation of Concrete Admixtures Associations) [14], d'Ecoinvent. Enfin, pour la production du béton en centrale, à partir des différentes matières premières, on considère que la production du béton requiert une énergie de malaxage de 0,036 MJ/kg [10], probablement sous-estimée pour le BFUP.

La plupart des inventaires utilisés figurent dans l'annexe, ainsi que les sources utilisées.

Transport des matériaux sur le chantier

On modélise les étapes de transport sous la forme de consommation et de combustion de carburant diesel. La production ou l'usure relative des moyens de transport n'est ici pas prise en compte.

Le calcul des consommations de carburant, liées au transport des matières premières et matériaux depuis leur site d'extraction ou de production jusqu'au chantier à Millau, est effectué suivant le modèle issu du fascicule de documentation FD P01-015 [15].

On suppose, de manière simplifiée, que tous les matériaux et matières premières sont transportés par camions de 24 tonnes de charge maximale, affichant une consommation moyenne de 38 litres au 100 km. Les distances de transport prises en compte sont détaillées dans le rapport Orthoplus [8].

Construction de l'ouvrage

Cinq phases de construction sont considérées pour chacune des solutions : terrassement, pompage du béton, soudure des éléments de charpente métallique, peinture de la face inférieure de la charpente métallique, lancement du tablier par translations successives. Le contenu détaillé de chaque phase figure dans le document [8]. En ce qui concerne la solution avec revêtement BFUP, le seul procédé spécifique modélisé dans cette étude concerne le soudage du treillis métallique de connexion sur le platelage de la charpente métallique. La mise en place de la solution avec BB comporte des consommations spécifiques [10] : fioul du compacteur béton bitumineux (0.001 l/m²), fioul du finisseur béton bitumineux (0.005 l/m²), gasoil et gaz pour la mise en œuvre de la couche d'étanchéité (respectivement 0.030 l/m² et 0.140 kg/m²). Faute de données représentatives, aucun taux de perte de matériau lié à la phase de construction n'a été pris en compte.

Vie en œuvre de l'ouvrage (maintenance)

Les hypothèses de durée de vie de chacune des solutions sont basées sur les constats provenant de structures de génie civil existantes. Il est difficile de définir des scénarios de maintenance sur une longue période (minimum 120 ans), au cours de laquelle l'évolution des méthodes et techniques ne saurait être d'ores et déjà quantifiée. La peinture est renouvelée périodiquement tous les 15 ans, sur la surface externe de la charpente métallique du tablier. Le remplacement ponctuel des haubans sur la durée de vie du pont n'a pas été pris en compte. Cependant, il ne s'agirait pas a priori d'un facteur discriminant entre les conceptions alternatives.

Le revêtement de béton bitumineux est soumis à deux calendriers de maintenance :

- 15 ans après la mise en service de l'ouvrage, puis périodiquement tous les 30 ans - la couche supérieure du revêtement de chaussée est rabotée sur 20 mm, puis une couche neuve de béton bitumineux de 25 mm d'épaisseur est mise en œuvre ;
- 30 ans après la mise en service, puis périodiquement tous les 30 ans à la couche de revêtement de chaussée est rabotée (75 mm), puis une couche neuve de béton bitumineux de 70 mm d'épaisseur est mise en œuvre. La couche anti corrosive et la couche d'étanchéité sont remplacées.

Dans la structure revêtue de BFUP, seuls les 4 mm de résine époxy sont renouvelés, tous les 30 ans. Les connaissances actuelles sur les BFUP ne permettent pas d'établir des scénarios de maintenance parfaitement éprouvés compte tenu des caractéristiques exceptionnelles de ce matériau. C'est pourquoi la maintenance du BFUP n'a pas été considérée dans la première partie de l'étude, des études de sensibilité étant conduites par la suite sur cette solution innovante.

Toutes les opérations de maintenance prennent en compte les différentes phases pour les matériaux associés (production, transport, mise en œuvre) selon les mêmes méthodes et hypothèses que pour la construction initiale. Le transport et la mise en décharge des déchets générés par les opérations de maintenance sont aussi considérés.

Dans cette étude simplifiée, nous ne tenons pas compte de l'influence potentielle du type de revêtement de chaussée sur les consommations énergétiques et l'usure éventuelle des véhicules empruntant les voies de circulation. On ne tient pas compte non plus de la gêne à l'utilisateur liée aux restrictions de circulation lors de travaux de maintenance.

Fin de vie

Dans ce scénario de fin de vie, nous ne considérons pas la déconstruction totale de l'ouvrage. Bien que le viaduc de Millau ait été conçu et construit sur la base d'une durée de service de 120 ans, on suppose ici que l'ouvrage sera entretenu et utilisé sur des temps beaucoup plus longs. Dans ce modèle, nous n'envisageons pas le recyclage des matériaux. Il s'agit ici d'une hypothèse simplificatrice sachant que les travaux de R&D actuels tendent à améliorer la possibilité de recycler tant les enrobés bitumineux que le BFUP [16]. En fin de vie, on fait l'hypothèse que tous les matériaux nécessaires aux structures provisoires de la construction et aux opérations de maintenance durant la vie de service de l'ouvrage sont collectés puis transportés par camion de 40 tonnes (charge maximale : 24 t ; charge réelle : 24 t ; taux de retour à vide : 0 %) jusqu'au centre de stockage le plus proche (20 km). Les données d'inventaire sont disponibles dans la base Ecoinvent.

Évaluation des impacts

Nous avons choisi d'utiliser la méthode d'analyse environnementale CML 2001 [17] pour la détermination des quatre indicateurs suivants :

- l'épuisement des ressources naturelles et énergétiques (kg Sb équivalent) ;
- l'acidification atmosphérique (kg SO₂ eq.) ;
- le potentiel de réchauffement climatique ou effet de serre (GWP100) (kg CO₂ eq.) ;
- la formation d'ozone photochimique (kg C₂H₄ eq.).

La méthode CED (Cumulative Energy Demand) est utilisée pour déterminer la consommation d'énergie primaire totale (MJ). Les données d'inventaire disponibles étant hétérogènes en ce qui concerne les flux pris en compte dans leur cycle de vie, nous n'avons été en mesure de calculer que ces 5 indicateurs.

Résultats et interprétation

Suivant le modèle de cycle de vie détaillé précédemment, nous calculons, pour les deux conceptions de viaduc, les impacts des phases de leur cycle de vie, sur différents indicateurs environnementaux (Figures 2 et 3). La part de chacune des phases du cycle de vie est similaire dans les différents impacts environnementaux.

D'une manière générale et comme pour de nombreuses autres études comme par exemple [18], la phase de production des matériaux représente la grande majorité des impacts sur l'environnement - plus de 65 % des impacts générés sur le cycle de vie complet. Dans cette phase, les deux parties ayant les principaux impacts sont la production des tôles de platelage acier (18 % à 35 %, suivant l'indicateur) et la production des armatures (environ 20 %).

Les impacts calculés pour les procédés de construction modélisés apparaissent négligeables relativement au bilan sur le cycle de vie. Ce constat est cependant à tempérer : seule une part des procédés de construction a pu être prise en compte du fait de données disponibles limitées.

Les impacts générés par les phases de transport des matériaux et de fin de vie sont faibles par rapport au bilan global, excepté sur l'indicateur de formation d'ozone photochimique pour lequel la phase de transport des matériaux est responsable de près de 20 % de l'impact total.

Il est intéressant de noter que la vie en œuvre - soit la maintenance - des ouvrages représente des impacts non négligeables à l'échelle du bilan ACV du viaduc sur son cycle de vie. Une description plus détaillée de cette phase souligne le fait que les impacts de la maintenance sont très largement imputables à la couche de roulement et/ou au revêtement de la tôle de platelage (4 % à 24 % suivant l'indicateur).

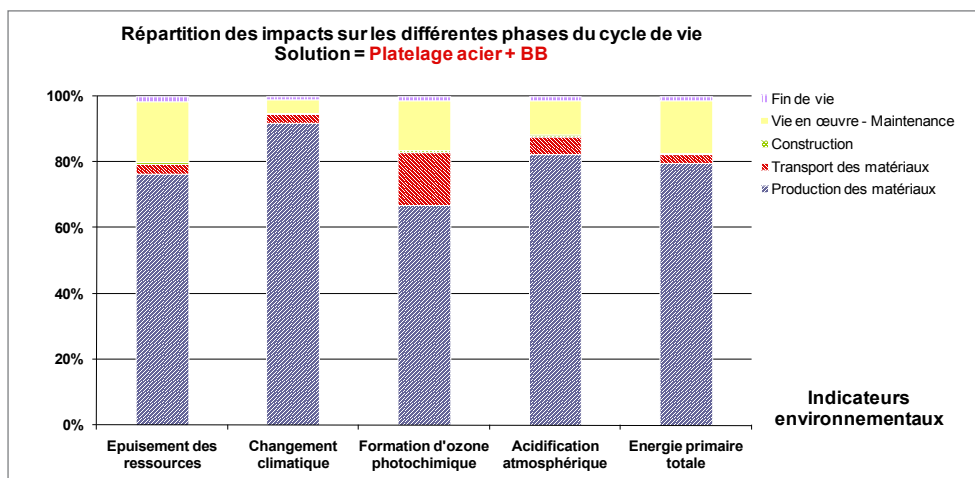


Figure 2 : distribution des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope revêtu de béton bitumineux)

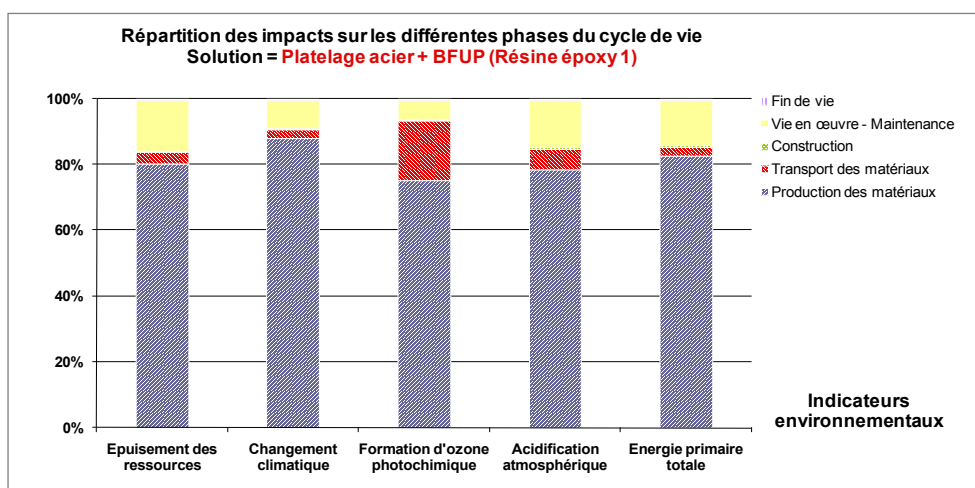


Figure 3 : distribution des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope revêtu de BFUP)

La comparaison des dalles orthotropes revêtues de BB ou BFUP (Figure 4), sur la base des hypothèses formulées précédemment, ne fait pas apparaître une conception plus pertinente que l'autre dans les résultats obtenus sur l'ensemble des indicateurs, sur le cycle de vie de l'ouvrage. L'amplitude des différences, à l'échelle du viaduc, est modérée : toujours inférieure à 7 %, ce qui demeure faible dans le cadre de comparaisons ACV.

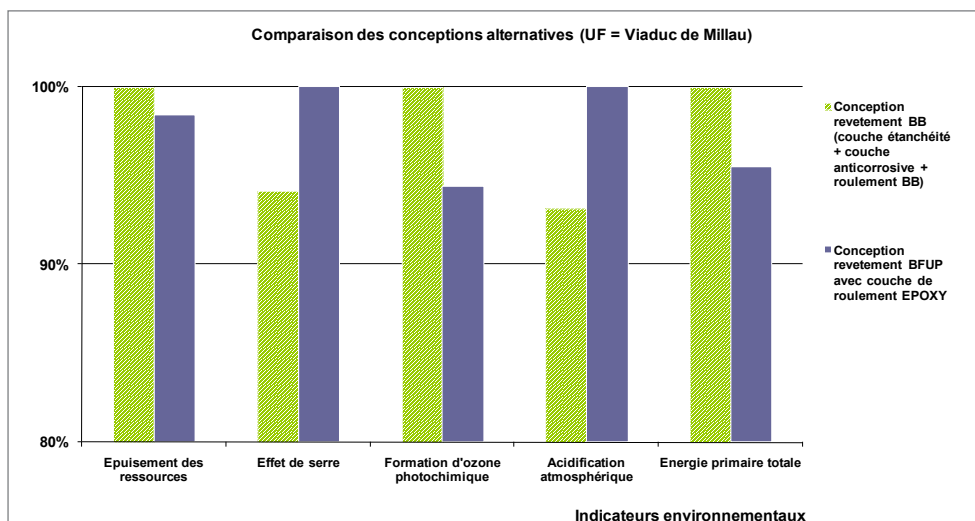


Figure 4 : bilans environnementaux des deux conceptions

Une étude de sensibilité a été conduite pour comprendre l'origine des différences. Même si l'unité fonctionnelle est différente, nous avons décidé de comparer la dalle orthotrope revêtue de BB avec celle revêtue de BFUP sans la couche de résine époxy, représentée par les segments rouges sur la Figure 5. Cette solution présente une meilleure performance environnementale que la structure avec BB pour tous les indicateurs. Les résultats montrent que le poids de cette couche sur l'impact environnemental du viaduc est très important (8 % à 18 % du bilan de la solution avec BFUP), et par conséquent l'identification d'un revêtement à plus faibles impacts serait une cible prometteuse pour de nouvelles recherches.

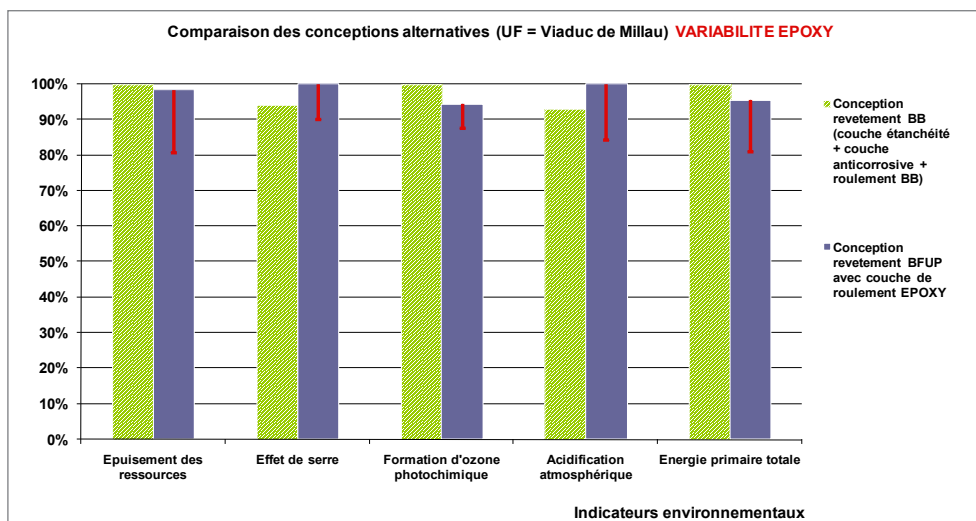


Figure 5 : influence de la couche de roulement époxy, sur le bilan environnemental du VIADUC

Les premières hypothèses de maintenance ne prennent pas en compte le remplacement éventuel de la couche de BFUP. Comme il existe une incertitude assez grande par rapport à cette hypothèse, il a été décidé de proposer un scénario supplémentaire pour le maintien de BFUP: tous les 50 ans, la couche de revêtement BFUP et le treillis métallique sont changés. L'objectif est d'analyser la sensibilité de l'ACV du viaduc à ce paramètre. La Figure 6 présente les résultats.

En intégrant ce scénario de maintenance, la solution à revêtement BFUP présente alors des impacts sur l'environnement toujours supérieurs ou comparables à ceux de la solution BB. A l'échelle du viaduc, les différences atteignent 7 à 14 % (sauf sur l'énergie primaire). L'intérêt environnemental de cette solution innovante est donc intimement lié à la maintenance qui sera nécessaire pour le revêtement.

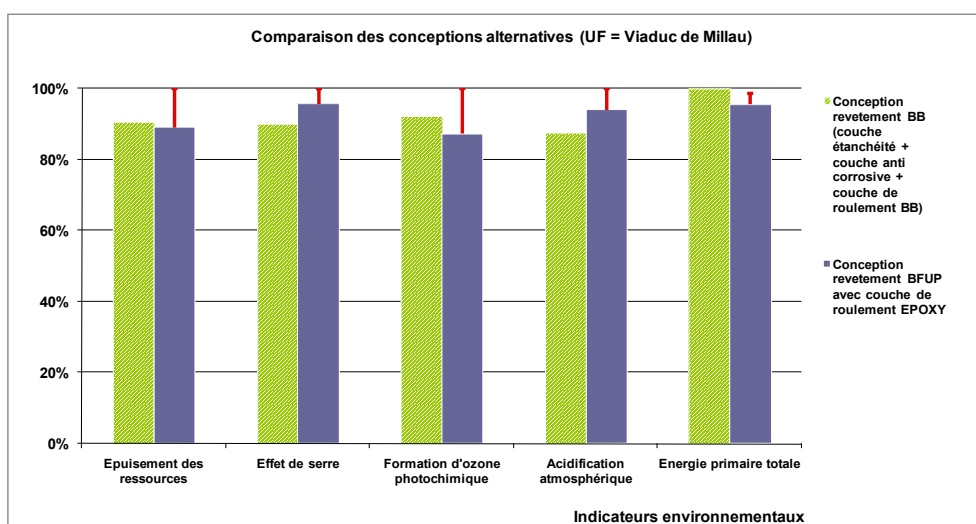


Figure 6 : influence de la maintenance du matériau BFUP, sur le bilan environnemental du système VIADUC

Conclusions

L'évaluation du cycle de vie réalisée sur les dalles orthotropes, à travers une modélisation simplifiée (de la construction à la fin de vie), a permis de comprendre certains points importants pour une éco-conception de la structure.

Selon la conception, le revêtement peut être responsable d'une part significative de la performance environnementale de l'ensemble de la structure au cours de son cycle de vie. Il représente de 4 % à 24 % des impacts environnementaux du cycle de vie pour le viaduc selon les indicateurs considérés et la conception choisie. La phase d'entretien, en particulier, peut être responsable de forts impacts sur l'environnement. Par conséquent, il est important de consolider les hypothèses de durabilité de la couche de BFUP.

L'apport du BFUP vis-à-vis de la tenue en fatigue de la dalle orthotrope n'a pas été valorisé directement dans cette étude (absence de différenciation des deux solutions par leur durée de vie en fatigue), bien que cet avantage décisif de longévité potentielle ait été clairement démontré par le projet Orthoplus [19].

En outre, les difficultés opérationnelles rencontrées lors de cette étude, en matière d'obtention de données environnementales pertinentes, confirment la nécessité d'une base de données d'inventaire du cycle de vie spécifique, adaptée aux matériaux et procédés du génie civil [20] [21] [22].

Au total, les résultats de cette évaluation du cycle de vie ne sont pas à considérer de façon absolue, mais contribuent plutôt à orienter les recherches et à valider les choix dans le cadre d'une éco-conception.

Bibliographie

- [1] Le Quere C. « Projet Orthoplus : ingénierie avancée des dalles orthotropes et de leur revêtement », Travaux n° 843, pp. 26-29, 2007.
- [2] Virlogeux M. « Le viaduc sur le Tarn à Millau : Conception de l'ouvrage », Bulletin ponts métalliques, n° 23, OTUA, pp. 16-44, 2004.
- [3] NF EN ISO 14040, Management environnemental, Analyse de cycle de vie : principe et cadre, octobre 2006.
- [4] NF EN ISO 14044, Management environnemental, Analyse de cycle de vie : exigences et lignes directrices, octobre 2006.
- [5] <http://www.ecoinvent.ch/>
- [6] <http://www.worldsteel.org/>
- [7] <http://www.atilh.fr/>
- [8] Gomes F. et al. « Analyse du cycle de vie d'un pont à dalle orthotrope », Rapport du projet Orthoplus, thème 6, mars 2011.
- [9] REVUE TRAVAUX, n° 816, « Viaduc de Millau », février 2005.
- [10] CIMBETON - T89 : Analyse de cycle de vie des structures routières, éditeur Cimbéton, 61 pages, février 2005.
- [11] Durand C. et al. « Analyse du Cycle de Vie: étude environnementale du cycle de vie du pont canal d'Anet sur Marne », Projet Innoconcrete - Eureka, tâche 7, 2006 (Rapport Confidentiel).
- [12] Marchand P. « Ultra High Performance Concrete and Sustainable Development : Synthesis of Available Data », Designing and Building with UHPFRC - State of the Art and Development, ISTE-Wiley, pp.765-770, 2011.
- [13] Stengel T. et P. Schiessl « Sustainable construction with UHPC - from Life Cycle Inventory Data Collection to Environmental Impact Assessment », Kassel, 2008.
- [14] <http://www.efca.info/>
- [15] FD P01-015, Qualité environnementale des produits de construction - Fascicule des données énergie et transport, AFNOR, février 2006.
- [16] Sedran T. et al. « An example of UHPFRC recycling », Designing and Building with UHPFRC - State of the Art and Development, ISTE-Wiley, pp. 667-679, 2011.
- [17] <http://cml.leiden.edu/research/industrialecology/researchprojects/finished/ei-dic.html/>
- [18] Bouhaya L. et al. « Simplified environmental study on innovative bridge structure », Environmental Science & Technology, vol.43, n° 6, pp.2066-2071, 2009.
- [19] Gomes F. « Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP », Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est, novembre 2012.

- [20] Habert G. et al. « DIOGEN : Données d'impacts pour les ouvrages du génie civil », GC'11 - AFGC, Cachan, mars 2011.
- [21] Tardivel Y. et Tessier C. « DIOGEN: environmental impact database for life cycle assessment of civil engineering structures », 3rd Inter. Symp. on Life Cycle Civil Engineering, Vienne, Autriche, 3-6 octobre 2012.
- [22] <http://diogen.fr/>

Annexe - les données d'inventaires et les sources

Matériau/Procédé	Nom de l'inventaire	Source
Production de granulat	Gravel, crushed, at mine	Ecoinvent 2010
Production du ciment	CEM I	ATILH 2009
Production d'eau	Water, completely softened, at plant	Ecoinvent 2010
Adjuvant - Accélérateur de prise	Accelerating admixture EFCA	EFCA 2006
Adjuvant - Entraîneur d'air	Air entraining admixture EFCA	EFCA 2006
Adjuvant - Plastifiant	Plasticising admixture	EFCA 2006
Adjuvant - Superplastifiant	Superplasticising admixture	EFCA 2006
Adjuvant - Retardateur de prise	Retarding admixture	EFCA 2006
Armatures acier	Steel rebar	ELCD, IISI 2000
Treillis soudé acier	Steel rebar	ELCD, IISI 2000
Platelage acier	Steel plate, recycled	BUWAL 1996
Haubans acier	Glo wire rod, 85 % EoL RR	Worldsteel 2010
Palées et chevêtre acier	EU sections, 85 % EoL RR	Worldsteel 2010
Cage de télescopage acier	EU Plate, 85 % EoL RR	Worldsteel 2010
Bitume	Bitumen at refinery	Ecoinvent 2010
Résine époxy	Epoxy resin, liquid, at plant	Ecoinvent 2010
Production, combustion 1 MJ de diesel		ETHZ 1996
Terrassement	Excavation, hydraulic digger	Ecoinvent 2010
Soudure à l'arc, sur acier	Welding, arc, steel	Ecoinvent 2010
Peinture à base de solvants	Solvent based paint	ILV 1338
Mise en décharge - Déchet inerte	Disposal, inert waste	Ecoinvent 2010
Mise en décharge - Bitume	disposal, bitumen, 1.4 % water, to sanitary landfill	Ecoinvent 2010
Mise en décharge - Béton bitumineux	Disposal, asphalt concrete, 0.1 % water, to sanitary landfill	Ecoinvent 2010
Production gaz naturel	Natural gas production in western Europe in 1999	APME 2003
Combustion gaz naturel	Combustion of 1 MJ natural gas in a boiler (European union)	ETHZ 1996

Conclusions et perspectives

Grégory GÉNÉREUX - Cerema/DTecITM, Thierry KRETZ - IFSTTAR, Emilie LUANGKHOT - Arcadis

Conclusions et perspectives

Ce Bulletin Ouvrages d'Art a permis de revenir sur une grande partie des travaux réalisés dans le cadre du projet Orthoplus, ainsi que sur une application concrète : la réparation du pont d'Illzach.

Le projet Orthoplus a tout d'abord montré l'influence non négligeable du revêtement que l'on choisit de mettre en œuvre sur une dalle orthotrope, et a permis de mieux cerner deux types de revêtement envisageables : le béton bitumineux et le BFUP.

Les revêtements bitumineux, tout d'abord, jouent un rôle local de diffusion de la charge pour lequel les comportements de l'enrobé et de la couche d'étanchéité, fonction de la température et de la vitesse de chargement, sont primordiaux. Cependant, le rôle des revêtements bitumineux sur le comportement global de la structure est quasiment négligeable en raison de la grande rigidité des augets et des pièces des ponts vis-à-vis de l'enrobé lui-même. Le projet Orthoplus a également permis de mieux comprendre les mécanismes dus aux phénomènes visqueux.

Concernant les revêtements BFUP, leur apport structurel dans la flexion locale, ainsi que dans la flexion globale, est important. Leur utilisation permet de réduire les contraintes à l'origine de fissures de fatigue dans les cordons de soudure auget/platelage, ce qui augmente les résultats des calculs de durée de vie. En particulier, la durée de vie calculée à partir des résultats expérimentaux valide une conception avec une tôle de platelage de 12 mm connectée à 35 mm de BFUP, à condition de respecter des critères de qualité élevés pour les soudures augets platelage, critères définis par A. Kolstein et rappelés dans l'article n° 1. Vis-à-vis de la connexion entre le BFUP et le platelage, plusieurs systèmes ont été testés. Les résultats ont montré que l'utilisation de goujons semble préférable à des nappes de treillis soudées à la tôle. Concernant l'épaisseur de la couche de BFUP, une épaisseur comprise entre 35 mm et 50 mm semble optimale. En effet, l'expérience montre qu'il est difficile de descendre en dessous de 35 mm tout en assurant une connexion correcte. Si l'on augmente trop l'épaisseur, l'attention du concepteur est attirée sur le fait que les BFUP présentent des densités importantes, proches de 2,8, ce qui devient rapidement limitant en terme de poids propre.

La question de l'étanchéité n'a pas pu être tranchée, aussi bien pour les solutions coulées en place que pour les solutions préfabriquées, il semble encore préférable dans les conceptions proposées d'ajouter au-dessus du revêtement BFUP une couche de résine intégrant une étanchéité, qui peut servir par ailleurs de couche de roulement.

Le projet Orthoplus ainsi que la réparation du pont d'Illzach ont montré que l'emploi d'un revêtement BFUP sur une dalle orthotrope est possible et donne de bons résultats vis-à-vis de la résistance structurelle et des problèmes de fatigue. On peut alors imaginer que ce type de conception se répande peu à peu. Les domaines d'application d'une telle conception sont toutefois différents selon que l'on envisage la construction d'un ouvrage neuf ou une réparation.

Pour le premier cas, les revêtements BFUP auront un emploi privilégié lorsque le gain de poids est un paramètre déterminant de la conception, mais aussi lorsque le gestionnaire cherche à minimiser l'entretien de l'ouvrage. Seule la résine qui est prévue à l'heure actuelle devra vraisemblablement être remplacée tous les 5 à 10 ans, mais la coupure de trafic associée à ces opérations d'entretien devrait être plus courte que pour le cas du revêtement bitumineux. De par la contribution importante du BFUP à la flexion générale et le poids propre faible de l'ensemble BFUP/dalle orthotrope, cette conception peut être envisagée pour les grandes portées.

Dans les cas de réparations d'ouvrages, on a pu voir que remplacer l'enrobé bitumineux par une dalle en BFUP est une solution efficace pour réduire voire supprimer les problèmes liés à la fatigue dans la dalle orthotrope. On peut également imaginer des renforcements de ce type si le tablier à dalles orthotropes est soumis à des charges accrues non prévues initialement. Les avantages de ce type de réparation sont nombreux. Comme dans le cas du pont d'Illzach, cette solution est moins coûteuse et nécessite une durée de travaux moins importante qu'une solution de réparation classique.

Pour de futures conceptions de tablier à dalles orthotropes avec un revêtement en BFUP, Orthoplus et le pont d'Illzach ont montré que le choix d'une dalle coulée en place ou préfabriquée est importante. La pose d'éléments de dalle préfabriquée est avantageuse lorsque la géométrie de l'ouvrage est simple, sans variation importante de dévers, sans courbure ou largeur variable, lorsque les délais d'interruption de trafic sont à réduire au minimum et lorsque les possibilités de bétonnage sur site sont limitées.

À l'opposé, couler la dalle en place est plus approprié lorsque la géométrie est complexe et lorsque qu'il est possible de mécaniser le bétonnage. C'est *a priori* la solution la plus économique car il n'y a pas de manutention d'éléments, d'injections de sous face des dalles et le nombre de joint est limité. Ces deux options pour la dalle BFUP sont à la fois envisageables en construction neuve et en réparation, le choix doit être fait au cas par cas suivant les contraintes du projet.

Si la réparation du pont d'Illzach a permis de démontrer le potentiel de cette technique, elle a également soulevé quelques interrogations à l'issue du chantier de réparation :

- les épreuves mettent en évidence une grande variabilité des contraintes pour une très faible variation de la disposition des charges : l'évaluation du fonctionnement local des augets reste difficile ;
- il apparaît que le comportement dynamique local et général de l'ouvrage est modifié, dans le sens d'une diminution de l'amortissement, laquelle doit être anticipée.

L'ouvrage fait l'objet d'une surveillance particulière dans le cadre de la charte de l'innovation et nous nous proposons donc de faire le bilan après un an d'exploitation dans un futur article.

Le projet Orthoplus a permis une avancée dans le domaine des dalles orthotropes et a traité un des problèmes majeurs de ce type de conception, à savoir la résistance à la fatigue. Il existe un autre aspect délicat pour ce type de pont métallique, qui est la résistance au feu. Les ouvrages d'art en France ne sont pas soumis à la réglementation incendie mais le risque existe, comme le démontre l'incendie survenu en octobre dernier sur le pont Mathilde à Rouen et le Sétra devrait publier un guide sur le sujet en 2013. Dans ce domaine, les revêtements en BFUP pourraient constituer une solution intéressante pour les dalles orthotropes des ponts métalliques.

Les ambitions du projet Orthoplus étaient initialement importantes et le groupement très large en compétences a permis de créer de nombreux sujets transversaux entre matériaux (acier, béton bitumineux, béton fibré ultra-performant) mais également entre champs de compétences (recherche fondamentale, bureaux d'études, entreprises). L'ensemble du programme traité, la plupart de ces sujets ont trouvé des éléments de réponse voire d'application directe, mais ils ont avant tout ouvert la voie à de nouveaux questionnements qui, nous l'espérons, inciteront d'autres à poursuivre le travail de développement de nouvelles solutions pour dalles orthotropes.

© 2014 - Cerema

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement , créé au 1^{er} janvier 2014 par la fusion des 8 CETE, du Certu, du Cetmef et du Sétra.

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en œuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

Mise en page › Cerema/DTecITM

Crédit photo de la couverture › © Fotolia

Crédits photos › © Eiffage - © ENTPE - © IFSTTAR - © CG 68 - © CTICM - © Arcadis - © Cerema

ISBN : 978-2-37-180058-8

Pour toute correspondance › Redaction-BOA.CTAO.DTecITM@cerema.fr

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

« Depuis 25 ans, le BOA est le média d'informations techniques de CTOA s'adressant aux professionnels. Il traite à travers différents articles et reportages courts de la conception, la réalisation, l'innovation et l'entretien dans le domaine des ouvrages d'art.

Aujourd'hui grâce à son site, le BOA 2,0 vous permet de consulter les bulletins avec des films et images en HD ainsi que de les télécharger gratuitement. »

Bulletin du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

www.infra-transports-materiaux.cerema.fr

Connaissance et prévention des risques - Développement des infrastructures - Énergie et climat - Gestion du patrimoine d'infrastructures
Impacts sur la santé - Mobilité et transports - Territoires durables et ressources naturelles - Ville et bâtiments durables

ISBN : 978-2-37180-058-8

