



Diagnostic, réparation et maintenance

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

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

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

¹ Cerema, DTer Centre Est, DL Autun

² Cerema, DTer Centre Est, DL Lyon

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

⁴ Cerema, DTer Nord Picardie

⁵ Ifsttar, dép MAST et COSYS

1. CONTEXTE DE L'EXPÉRIMENTATION

1.1. Contexte particulier de la gestion des VIPP

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

1.3. Précédents retours d'expérience des Cerema et Ifsttar

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

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

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

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

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

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

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

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

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

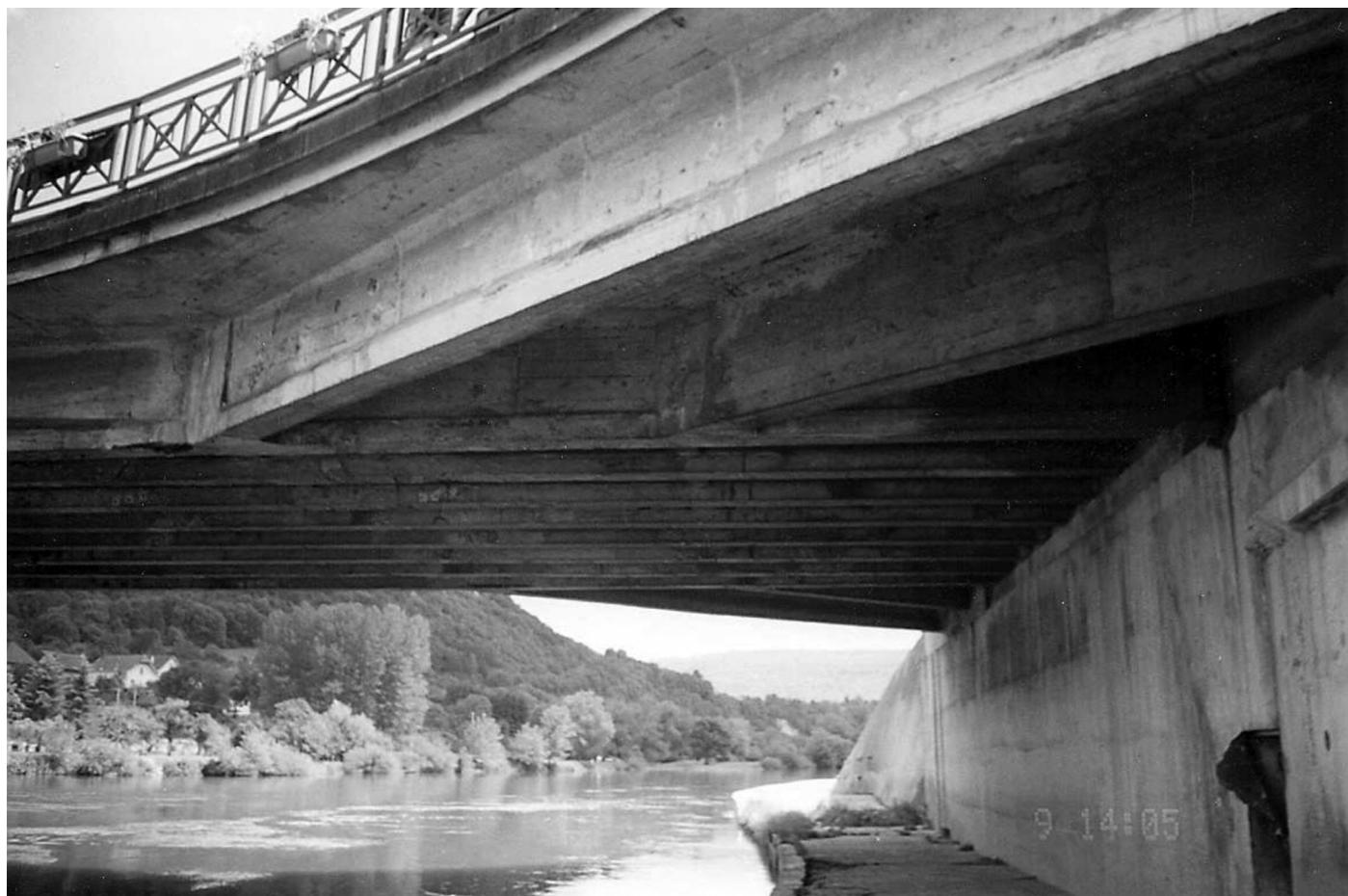
2.2. Programme expérimental et bénéfices attendus du projet

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

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

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

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



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

3. LES TRAVAUX PRÉALABLES AUX ESSAIS DE CHARGEMENT À RUPTURE

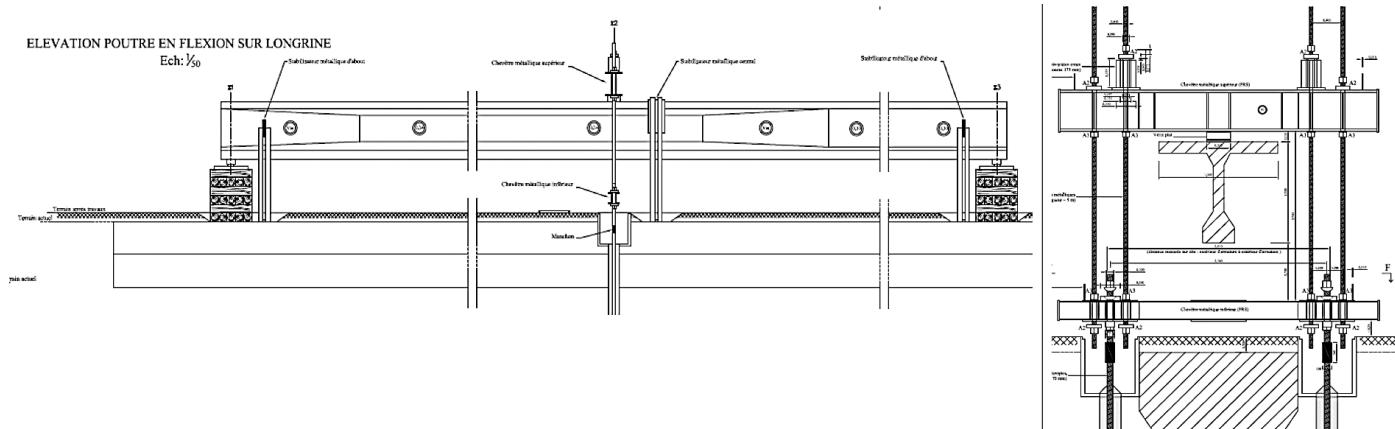
3.1. Les caractéristiques de la plate-forme de chargement

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

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

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

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





3.2. Les investigations préparatoires sur la poutre

Ces investigations avaient pour objectifs :

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

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

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

La vérification de la position des câbles en vue des recalculs a été réalisée par Radar, sondages et relevés visuels. Sept fenêtres ont été réalisées par le DL Autun sur la poutre (quatre au droit de câbles relevés à proximité des abouts de poutre et trois en talon).

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

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

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

3.3. Les travaux de renforcement de la poutre

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

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

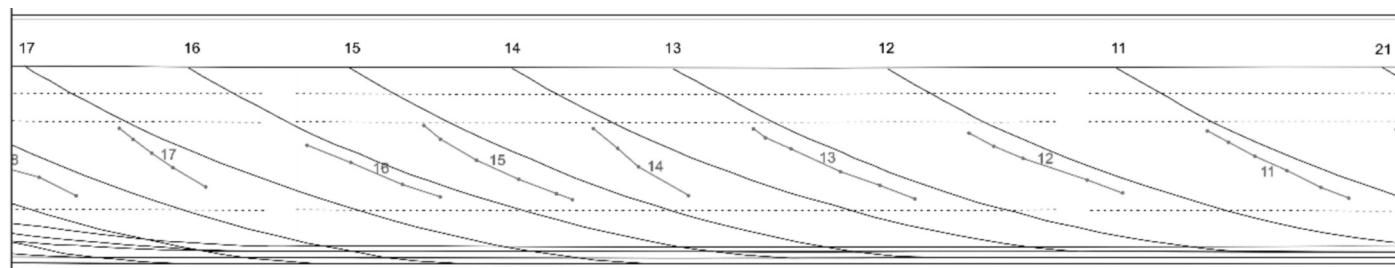
Note : Lors des essais « de fissuration » réalisés après la première phase de renforcement, les 6 lamelles ont été intentionnellement tronçonnées au droit de la section pré-fissurée S2. Les travaux ont été réalisés par l'entreprise Freyssinet, au moyen du procédé de renforcement LFC (lamelles de fibres de carbone de 50 x 1,4 mm², de 165 GPa de module et colle Epx SC 980).

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

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

Un reprofilage de certaines zones du talon a été nécessaire. La préparation de surface avant la pose des lamelles a été réalisée par ponçage.

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





4. LES INSTRUMENTATIONS MISES EN ŒUVRE

4.1. Instrumentations traditionnelles

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

Les grandeurs physiques mesurées sont les suivantes :

Suivi des rotations de la poutre

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

Température

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

Déformations du béton

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

Déformations des armatures de précontrainte

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

Déformations des renforts composites

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

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

Ouverture des fissures

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

Suivi des flèches de la poutre

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

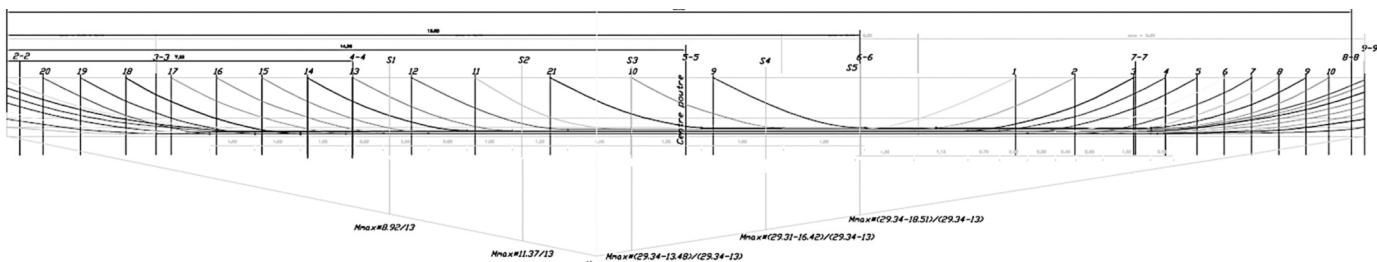
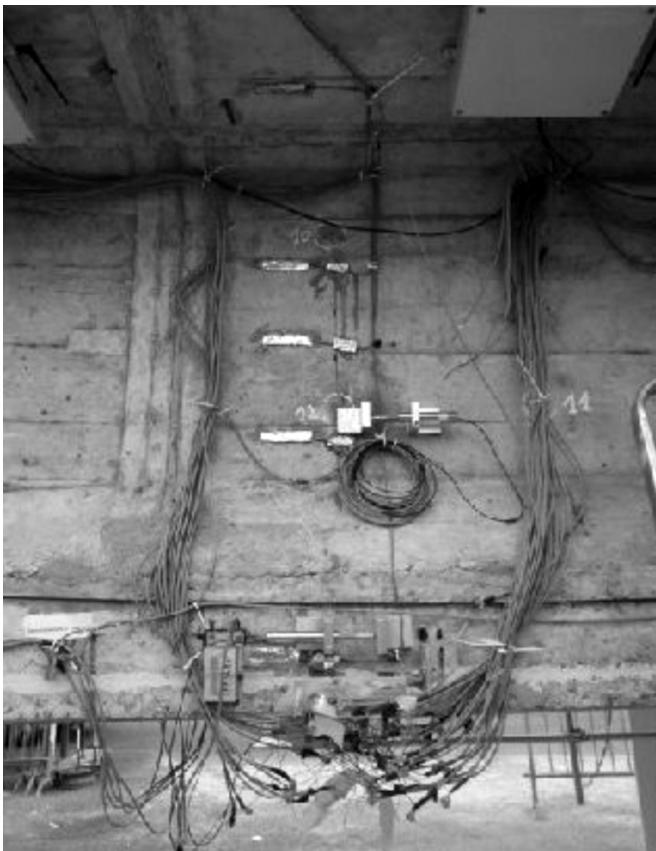


Schéma de la poutre montrant la position des sections de calcul instrumentées.



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

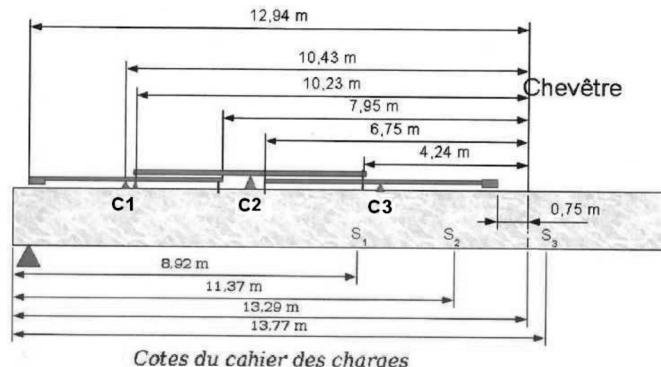
4.2. Courburemétrie

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

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

4.3. Émission et surveillance acoustiques

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



Position des courburemètres de la DTer NP sur la poutre.

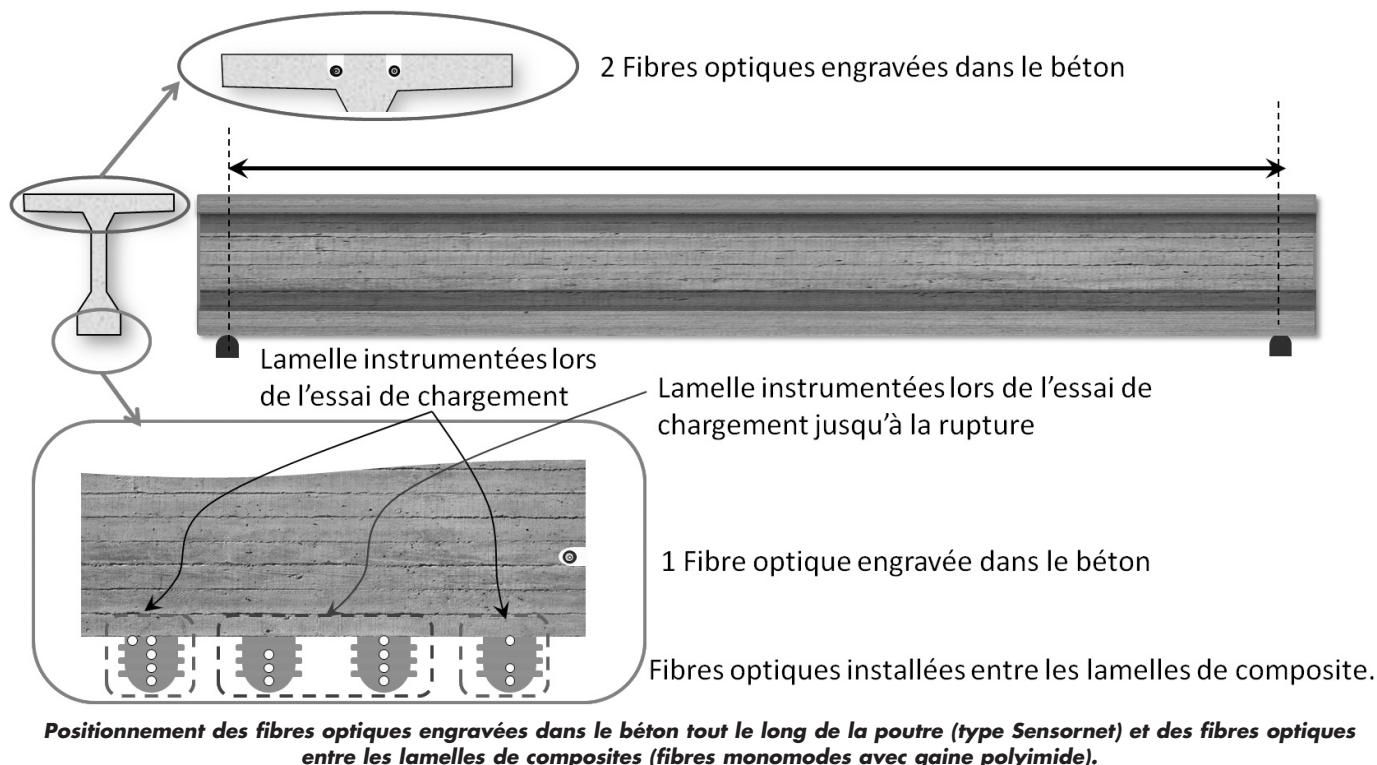
- pour les premières phases de chargement, un système de mesure d'émission acoustique a été mis en œuvre au niveau des sections identifiées comme critiques : S2, S3 et S4. Différentes configurations ont été testées pour permettre une localisation linéaire, 2D ou 3D des événements. Pour ce faire, une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

4.4. Instrumentation par fibres optiques

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

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

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



5. LES ESSAIS DE CHARGEMENT EN FLEXION – PREMIERS ENSEIGNEMENTS

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

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

Ils ont permis de constater que la section pré-fissurée S4 réagissait la première (ouverture de $50 \mu\text{m}$ à 220 KN). L'observation des Naviers des sections a montré que l'on perdait progressivement le monolithisme de la section S4 à partir d'un effort d'environ 160 KN. L'émission acoustique a détecté une activité de la fissure S4 dès 160 KN. En revanche, elle n'a détecté aucune activité en section S2. Au fur et à mesure de la montée en charge, deux nouvelles fissures sont apparues dans la zone de la section S3 (sections dénommées S31 et S3bis, visibles à 240 KN).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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



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

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

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



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

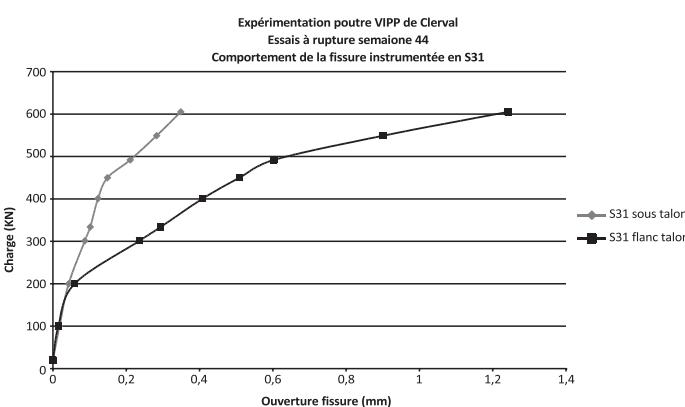


Rupture définitive de la poutre en section S2.

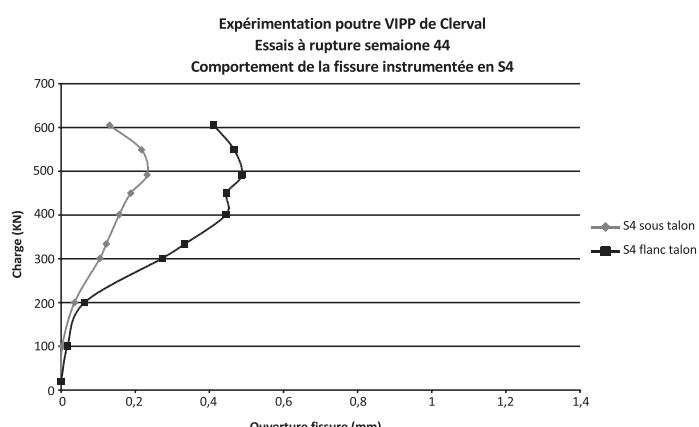
L'équipe projet travaille actuellement à l'exploitation des résultats des mesures et à la confrontation avec les prévisions des calculs, cependant les premiers éléments « remarquables » suivants peuvent être communiqués.

Ouvertures des fissures et rôle des renforts composites collés

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



Ouverture S31 en fonction de la charge appliquée.



Ouverture S4 en fonction de la charge appliquée.





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

Déformations dans les câbles

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

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

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

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

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

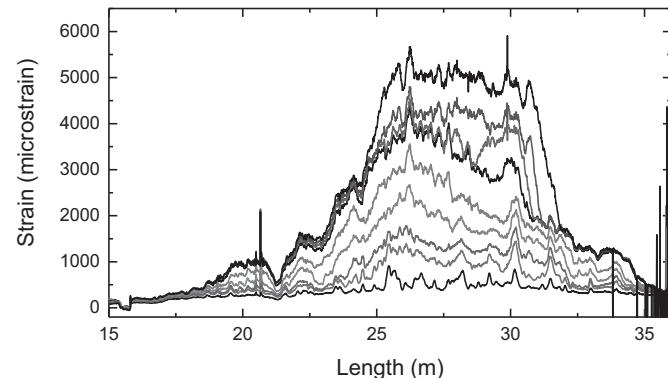
Lors du chargement, il était possible d'afficher en temps réel les profils de déformation en traction/compression dans les fibres optiques gravées dans le béton. Les fibres optiques situées entre les lamelles de composite ont permis

de mesurer le comportement de chaque couche de composites.

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

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

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



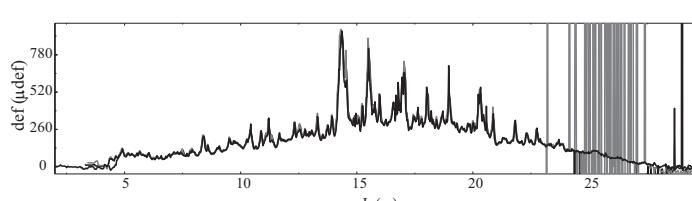
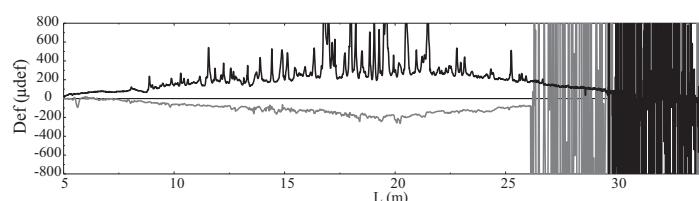
Déformations mesurées lors de différents paliers jusqu'à la rupture pour une fibre optique positionnée sur la lamelle inférieure d'un paquet de renforts.
Les abscisses 26 m et 30 m correspondent approximativement respectivement aux sections S4 et S2.

Courburemétro

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

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

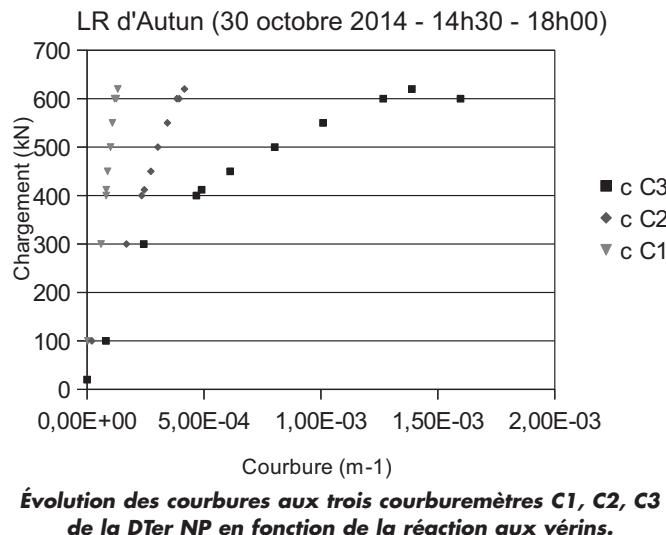
La première analyse des résultats des diverses instruments permet de formuler l'**hypothèse suivante de comportement de la poutre lors des essais de chargement à rupture** :



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



Ruine de la poutre de Clerval



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

6. LES CALCULS ET MODÉLISATIONS

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

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

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

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

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

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

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

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

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

7. CONCLUSIONS PROVISOIRES, PERSPECTIVES

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

Cependant, plusieurs points « rassurants » peuvent être rappelés :

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

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

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



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

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

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

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

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

BIBLIOGRAPHIE

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

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

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

REMERCIEMENTS

ASFA, co-financeur du projet

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

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

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

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

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

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

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

Entreprise A3IP : B. Mathonnet.