Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP

Fernanda Gomes

▶ **To cite this version:**

Fernanda Gomes. Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP. Autre. Université Paris-Est, 2012. Français. NNT : 2012PEST1132 . tel-00806298

HAL Id: tel-00806298

https://theses.hal.science/tel-00806298

Submitted on 29 Mar 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ PARIS-EST

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP

Thèse de doctorat préparée à l'IFSTTAR dans le cadre du Projet Orthoplus soutenu par l'ANR (IFSTTAR, Sétra, Arcadis, Eiffage TP, Eiffel, CTICM, ENTPE)

pour l'obtention du diplôme de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ PARIS-EST

Spécialité : Structure et Matériaux

par

Fernanda de Freitas Magalhães Gomes Rivallain

Thèse soutenue le 09 novembre 2012 devant le jury composé de :

Rapporteurs :	Eugen Brühwiler	*EPFL, Suisse*
	Michèle Schubert Pfeil	*UFRJ, Brésil*
Examinateurs :	Noël Challamel	*Université de Bretagne Sud*
	Bruno Jurkiewiez	*Université de Lyon 1*
	Yvon Lescouarc'h	*Ecole des Ponts Paristech*
Directeur de Thèse :	François Toutlemonde	*IFSTTAR*
Conseillers d'Etude :	Pierre Marchand	*IFSTTAR*
	Dominique Siegert	*IFSTTAR*

Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP

Thèse de doctorat préparée à l'IFSTTAR dans le cadre du Projet Orthoplus soutenu par l'ANR (IFSTTAR, Sétra, Arcadis, Eiffage TP, Eiffel, CTICM, ENTPE)
pour l'obtention du diplôme de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ PARIS-EST

Spécialité : Structure et Matériaux

par

Fernanda de Freitas Magalhães Gomes Rivallain

A Mathieu, A Enzo

A tous ceux qui me sont chers

« Dans les ténèbres qui m'enserrent,
Noires comme un puits où l'on se noie,
Je rends grâce aux dieux quels qu'ils soient,
Pour mon âme invincible et fière,

Dans de cruelles circonstances,
Je n'ai ni gémi ni pleuré,
Meurtri par cette existence,
Je suis debout bien que blessé,

En ce lieu de colère et de pleurs,
Se profile l'ombre de la mort,
Et je ne sais ce que me réserve le sort,
Mais je suis et je resterai sans peur,

Aussi étroit soit le chemin,
Nombreux les châtiments infâmes,
Je suis le maître de mon destin,
Je suis le capitaine de mon âme. »

William Ernest Henley

REMERCIEMENTS

Au cours d'une thèse, on côtoie bon nombre de personnes qui, de près ou de loin, et de mille façons différentes, participent à son élaboration.
Les remercier est bien le moins que je puisse faire.

Cette thèse a été réalisée à l'IFSTTAR - Paris, au sein du Département Structures et Ouvrages d'Art.
Je tiens à remercier tout particulièrement M. François Toutlemonde, alors en charge de la Plate-Forme d'Essais des Structures à mon arrivée, pour m'avoir accueillie au sein de l'unité et avoir encadré et dirigé ces travaux de thèse. Ses nombreux conseils avisés, son appui scientifique ainsi que ses relectures approfondies du manuscrit m'ont été d'une aide précieuse.
Merci pour la confiance que vous m'avez accordée !

J'exprime aussi ma grande gratitude envers mes conseillers d'étude M. Dominique Siegert et M. Pierre Marchand. Je vous remercie pour votre enthousiasme, votre soutien constant, votre gentillesse, vos idées tant scientifiques qu'humaines. Je vous remercie également pour le temps que vous avez accordé au suivi de ma thèse ainsi que les discussions fructueuses que nous avons eues.
Merci du fond du cœur !

J'adresse mes remerciements à l'ensemble des membres de mon jury de soutenance : M. Noël Challamel qui m'a fait l'honneur de présider le jury, Mme. Michèle Schubert Pfeil et M. Eugen Brühwiler qui ont accepté de rapporter sur ma thèse, ainsi que M. Bruno Jurkiewiez et M. Yves Lescouarc'h pour avoir fait partie de mon jury. Je suis honorée qu'ils aient accepté de consacrer leur temps et leur expertise à ces travaux.

Mes remerciements vont aussi naturellement à M. Bruno Godart, chef du Département Structures et Ouvrages d'Art, pour son soutien et les moyens mis à ma disposition.

Ces travaux de thèse étaient inscrits dans le cadre du projet ANR-ORTHOPLUS ; j'aimerais de ce fait remercier les personnes qui ont participé à ce projet et qui ont permis des échanges très constructifs : au Sétra, Thierry Kretz, Joël Raoül, Claude Le Quéré, Emilie Luangkhot et Grégory Généreux ; à l'IFSTTAR, Christian Tessier et Lamine Dieng ; à Eiffage TP, Claude Servant, Thierry Thibaux, Ziad Hajar, Sandrine Chanut, Emanuel Gerald, Bernard Héritier, François Olard et Simon Pouget ; à Eiffel, Raphaël Schaeffer ; au CTICM, Daniel Bitar et Claire Rocher ; à Arcadis, Michel Moussard et Claude Remy ; à l'ENTPE, Herve Di Benedetto, Laurent Arnaud, Cédric Sauzeat et Adrien Houel.
Un grand merci en particulier à Lamine Dieng et à Simon Pouget pour le développement des modèles aux éléments finis des corps d'épreuve testés.

Cette étude comprenait un programme expérimental très lourd, qui a pu être réalisé grâce au soutien et à l'implication technique de nombreuses personnes. Il convient de les remercier ici :

- *Sur la Plate-Forme d'Essais des Structures : Joël Billo, Marc Estivin, Jean-Claude Renaud, Céline Bazin, Cyril Massotte, Romain Lapeyrere (ainsi que Ludovic Lauvin et François-Xavier Barin, qui ont pris part au début de l'étude). Merci d'avoir dessiné, transporté, instrumenté, coupé les dallettes BFUP, échangé les configurations de chargement, réalisé le montage d'essai et testé ces magnifiques dalles orthotropes. Merci pour votre expérience, qui m'a grandement aidée à solutionner les quelques très nombreux problèmes expérimentaux rencontrés !*
  Merci à Florent Baby pour m'avoir aidé à mener les essais de caractérisation des dallettes BFUP, la rédaction du rapport d'essai, ainsi que pour sa participation dans le pilotage hydraulique de certains essais de dalles orthotropes.

Merci à Marc Quiertant d'avoir partagé avec moi l'expérience de l'injection de la dalle revêtue de BFUP.
Merci à RP pour la gestion des plannings.

- *Dans les autres unités de l'IFSTTAR, pour leur appui technique : Sandrine Ramanichn et Claude Boulay (pour leur aide à la caractérisation des matériaux et la formation aux nombreuses presses du département "Matériaux"), et François Martineau (pour son aide lors du sciage des dallettes BFUP).*

Je souhaite également remercier Mathieu Rivallain, Adélaïde Feraille, Emilie Luangkhot et Yannick Tardivel qui m'ont beaucoup apporté dans la réalisation de l'étude ACV du Viaduc de Millau.

Mais toutes ces prouesses techniques ne seraient rien sans un superbe soutien administratif… donc un grand merci à Valérie Fournier et Minh Orcési pour leur gentillesse, leur disponibilité et leur serviabilité, ainsi qu'à Agnès Vailhè, Henriette Blazejewski et Liliane-San Rambelomanana.

Je tiens à remercier toute l'équipe pour les très bons moments que j'ai pu passer à leurs côtés. Valoche, Jojo, Ludo, F.X., Marco, Marc, Florent, JC, Othman, RP, Raph, Céline, Romain, Cyril M., Steph, Alexandre, Minh, André, Véronique, Bruno, Franziska, Lucas... Obrigada !

J'exprime aussi ma grande gratitude envers « ma nouvelle chefe » Adélaïde Feraille. Merci pour ta confiance, ton soutien constant et ta gentillesse. Nous avons construit une très bonne relation de travail, mais aussi une forte amitité. Merci du fond du cœur !

Mes vifs remerciements vont aussi à mes amis qui m'ont soutenu durant les périodes les plus difficiles et ont facilité mon intégration et ma vie en France. Merci à Mary, Gilles, Elisa, Ian, Iulia, François, Ioana, Laurent B., Francis, Greg, Fred, Lise, Haysam, Rana, Sarah, Navid, Philippe, Laurent C.

Lina et Wafa et Gisele vous êtes arrivées à point pour me donner un second souffle dans la dernière ligne droite. Vous m'avez beaucoup apporté psychologiquement et humainement. Certaines larmes n'auraient pas pu sécher sans votre amitité. Obrigada meninas !

Un immense et sincère merci à ma belle-famille française et bretonne : Jean-Paul, Patricia, Céline, Antoine, Elô, les grands parents, les tontons et tatas et les cousins pour leur soutien et leur aide, pendant ces quelques intenses années.

Enfin, évidemment, merci à mes amours, les hommes de ma vie, pour leur patience infinie, leur soutien moral et leur capacité à supporter une thésarde au caractère pas toujours facile !
Mat et Enzinho, obrigada pelos carinhos e beijinhos que me fazem querer viver mais a cada dia.O sonho foi realizado, e graças a vocês !

Mamis, Papis e Sisters, não há como descrever a gratidão que sinto. Obrigada pelo amor de vocês, pelo apoio e pelos inúmeros conselhos. Obrigada por terem acreditado em mim até o fim. Sem vocês não teria chegado até aqui.

Como dizia o poeta Carlos Drummond de Andrade :
"No meio do caminho tinha uma pedra
tinha uma pedra no meio do caminho
tinha uma pedra
no meio do caminho tinha uma pedra..."

E não é que tinha mesmo?
Mas vocês estavam lá, prontos para me ajudarem à levantá-la.
Buscapenianos e MGs, Obrigada pela torcida e pelo amor incondicional !

RESUME

Les tabliers métalliques à dalle orthotrope sont sensibles au phénomène de fatigue produit par les charges des poids lourds du trafic. Ce comportement n'est pas précisément prédit avec les méthodes de l'Eurocode 3, compte tenu de la complexité des effets locaux et de la connaissance insuffisante du rôle mécanique du revêtement (diffusion des charges et participation à la flexion locale). De plus l'augmentation du trafic des camions et éventuellement celle des charges admissibles par essieu en Europe tend à rendre ce problème bien plus critique. Le renforcement de ces tabliers est donc souhaitable de façon à prolonger la durée de vie des ponts existants, et aussi augmenter la durabilité des nouveaux ponts. Le béton fibré à ultra hautes performances (BFUP) a été envisagé comme nouvelle solution de revêtement, étant donné ses propriétés mécaniques, ses possibilités de mise en œuvre et sa durabilité.
L'objectif de cette thèse, réalisée dans le cadre du projet ANR Orthoplus, est de quantifier expérimentalement l'apport des revêtements couramment utilisés dans les structures à dalle orthotrope et de valider la solution innovante en BFUP.

Des essais statiques et dynamiques sur corps d'épreuve à grande échelle (2,40x4,00) m^2 ont été réalisés sur la plate-forme d'essai des structures de l'IFSTTAR. Quatre corps d'épreuve ont été testés : tôle de platelage de 14 mm non revêtue et revêtue de 80 mm de béton bitumineux, tôle de 10 mm revêtue de 35 mm de BFUP et tôle de 12 mm revêtue de 35 mm de BFUP. L'influence des différents types de chargement positionnés au centre des corps d'épreuve a été analysée : plaques métalliques type Eurocode 1 et vraies roues de camion. L'étude a porté sur le détail de fatigue: liaison auget-tôle de platelage entre pièces de pont. La contrainte géométrique de fatigue (extrapolation au point chaud) a été évaluée expérimentalement en utilisant deux schémas d'extrapolation linéaire des déformations à proximité du cordon de soudure du détail étudié, le schéma du rapport CECA et celui proposé par l'Institut International de Soudure, à partir des mesures réalisées au-dessous de la tôle de platelage (σ_T) et sur l'âme de l'auget (σ_A).
La cohérence entre estimation quasi-statique des déformations et comportement sous cycles de fatigue a été vérifiée, ainsi que la rigidification importante apportée par le BFUP, bien que ce dernier ne participe pas avec une connexion totale.

Les résultats expérimentaux ont été confrontés à des modèles de différents niveaux de complexité qu'il reste nécessaire de calibrer empiriquement pour prévoir les contraintes géométriques.
A partir des contraintes de fatigue obtenues expérimentalement, nous avons calculé la durée de vie des dalles orthotropes testées à l'aide de la règle du cumul linéaire de l'endommagement.
Enfin nous avons mené une étude par analyse de cycle de vie d'un pont à dalle orthotrope pour vérifier la pertinence environnementale des différentes solutions de revêtement.

Les nombreuses données expérimentales acquises dans ce travail sont de nature à permettre une amélioration significative du dimensionnement rationnel des tabliers à dalle orthotrope et de leur revêtement pour une meilleure prise en compte de leur gestion durable.

Mots-clés : dalle orthotrope, fatigue, béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP), béton bitumineux.

ABSTRACT

Orthotropic steel bridge decks are sensitive to fatigue damage induced by live heavy traffic loads. This behaviour is not precisely predicted by Eurocode 3, because of the complexity of local effects. The pavement overlay is not taken into account for calculating the fatigue resistance because of the lack of knowledge concerning its mechanical behaviour (loads diffusion and participation in the local deflection) and the behaviour of the composite structure. Moreover, the increase in heavy traffic and potential regulations evolution in Europe – towards an increase of acceptable loads of truck axles - tend to render the orthotropic decks fatigue behaviour an even more critical issue. The reinforcement of these steel decks is therefore crucial to extend the service life of existing bridges, and also increase the durability of new bridges. Ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) has been chosen as a possible alternative topping layer considering its remarkable durability, flowability and mechanical properties.

The purpose of this thesis, carried out within the framework of a joint R&D project called Orthoplus, is to quantify experimentally the mechanical contribution of topping layers currently used in orthotropic steel bridge decks and validate an alternative concept using UHPFRC coating.

Static and dynamic tests of large scale panels (2,40x4,00) m^2 were carried out at the IFSTTAR Structures Laboratory. Four prototypes have been tested: a 14 mm thick deck plate without surfacing, the same deck plate associated with 80 mm of bituminous concrete surfacing, a 10 mm thick deck plate topped with 35 mm of UHPFRC and a panel with the same UHPFRC topping layer and a 12 mm thick deck plate. The influence of different centered load types and configurations has been analyzed: rectangular steel plates according to Eurocode 1 and real truck wheels. The experimental programme has been focused on the rib-to-deck welded joints at mid-span between two transverse crossbeams. The fatigue geometrical stresses in the deck and the trough, respectively denoted as σ_D and σ_T, have been derived from two linear extrapolations of measured strains next to the toe of the welded joint: the extrapolation schemes from the ECSC report and from the IIW document.

Consistency between quasi static strains and deflections estimate and behaviour under fatigue cycles has been verified, as well as the significant additional stiffness provided by the UHPFRC overlay, although its contribution does not correspond to a perfectly connected composite section.

The experimental results have been compared to simple and more complex models which still need empirical calibration for predicting the geometrical stresses.

Using the experimentally obtained fatigue geometrical stresses the service life of the tested prototypes were calculated using Miner's rule.

Finally a life cycle assessment study of an orthotropic steel bridge deck was carried out to verify the environmental relevance of the alternative topping layer solutions.

The numerous experimental data obtained from this work shall make it possible to significantly improve the rational design method of orthotropic slabs and their associated deck overlay, in view of a better accounting of their long term and sustainable structural management.

Keywords: orthotropic steel deck, fatigue, ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC), bituminous concrete.

TABLE DES MATIERES

Remerciements ..... **v**
Résumé ..... **vii**
Abstract ..... **ixii**
Table des matières ..... **xiv**
Introduction **15**
1. Dalles orthotropes : généralités, pathologies, influence du revêtement **21**
1.1. Les ponts comportant un tablier à dalle orthotrope **21**
1.1.1. Historique 21
1.1.2. Définition 23
1.1.3. Evolution de la conception 25
1.1.4. Les revêtements classiques des dalles orthotropes en béton bitumineux 30
1.2. Comportement mécanique des tabliers à dalle orthotrope **37**
1.2.1. Méthodes de calcul analytiques 39
1.2.2. Méthodes de calcul aux éléments finis 47
1.3. Comportement en fatigue des dalles orthotropes **51**
1.3.1. Les détails de fatigue 51
1.3.2. Définitions des contraintes de fatigue 55
1.3.3. Les schémas d'extrapolation linéaire pour détermination de la contrainte géométrique du détail auget-tôle de platelage 57
1.3.4. Identification expérimentale et numérique de la résistance en fatigue de l'assemblage auget-tôle de platelage 58
1.3.5. Application de la règle du cumul linéaire de l'endommagement 63
1.3.6. Calcul à la fatigue des dalles orthotropes basé sur la mécanique linéaire de la rupture 65
1.3.7. Application de la mécanique de la rupture à des ouvrages réels 69
1.4. Méthode de réparation des tabliers à dalles orthotropes **72**
1.4.1. Méthodes de réparation sans modification du revêtement 72
1.4.2. Méthodes de réparation avec modification du revêtement 75
1.5. Revêtement en béton fibré à ultra hautes performances **82**
1.6. Perspectives d'un revêtement BFUP pour améliorer le comportement d'un tablier à dalle orthotrope **94**
2. Présentation du programme expérimental **99**
2.1. Fabrication des corps d'épreuve **102**
2.1.1. Fabrication des dalles orthotropes 102
2.1.2. Contrôle des soudures 104
2.1.3. Connexion dalle orthotrope–BFUP 105

2.1.4. Mise en œuvre du BFUP (BSI/CERACEM®) sur la tôle de 10 mm 107
2.1.5. Mise en œuvre du BFUP (BSI/CERACEM®) sur la tôle de 12 mm 115
2.1.6. Mise en œuvre du Béton Bitumineux (Orthochape®) 117
2.1.7. Conclusions sur la mise en place des revêtements 117
2.2. Description du montage 118
2.2.1. Système d'appuis 119
2.2.2. Dispositifs de chargement 121
2.3. Instrumentation 128
2.3.1. Mesures du comportement d'ensemble 130
2.3.2. Mesures de déformation au voisinage du cordon de soudure 132
2.3.3. Mesures complémentaires sur les corps d'épreuve 134
2.4. Récapitulatif de la campagne expérimentale 137
3. Résultats expérimentaux 141
3.1. Analyse préliminaire des non-linéarités et écarts au fonctionnement attendu 142
3.1.1. Réactions d'appui 142
3.1.2. Surface de chargement 153
3.1.3. Vérification de l'influence du trou sur les mesures et de la répétabilité des essais 163
3.1.4. Evolution du comportement de l'interface et de la couche de BFUP 169
3.1.5. Viscoélasticité et sensibilité thermique du corps d'épreuve n° 3 187
3.1.6. Points clés pour la suite du Chapitre 3 190
3.2. Résultats des essais statiques 191
3.2.1. Mesures des flèches 191
3.2.2. Déformations dues à la flexion d'ensemble 203
3.2.3. Déformations localisées aux soudures 216
3.2.4. Application des schémas d'extrapolation aux déformations mesurées pour obtenir les contraintes géométriques au point chaud 225
3.3. Résultats des essais dynamiques 246
3.3.1. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP) 247
3.3.2. Corps d'épreuve n° 3 (Tôle de 14 mm revêtue de BB) 255
3.3.3. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP) 259
3.4. Autopsie des corps d'épreuve 267
3.4.1. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP) 267
3.4.2. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP) 270
3.5. Synthèse des principaux résultats de la campagne d'essai 274
4. Modélisation 281
4.1. Modèles simplifiés des corps d'épreuves 281
4.2. Modèles complets des corps d'épreuve 286

4.2.1. Description rapide des modèles développés 286
4.2.2. Confrontation du modèle avec les résultats sur le corps d'épreuve tôle de 14 mm nue 291
4.2.3. Confrontation du modèle avec les résultats sur le corps d'épreuve n° 3 (Tôle de 14 mm revêtue de béton bitumineux) 297
4.2.4. Comparaison entre modèle tôle 10 mm nue et résultats expérimentaux sur le corps d'épreuve avec tôle 10 mm + BFUP 298
4.2.5. Comparaison entre modèle tôle 12 mm nue et résultats expérimentaux sur le corps d'épreuve avec tôle 12 mm + BFUP 300
4.2.6. Comparaison des résultats issus de l'essai sur le corps d'épreuve n° 4 (12 mm + BFUP) et ceux issus de la modélisation 302
4.3. Conclusions sur l'interpretation permise par les modèles 306
4.4. Calcul de durée de vie - Règle de Miner 307
5. Analyse de cycle de vie (ACV) : perspectives issues d'une première étude quantitative 319
5.1. Introduction et présentation de la méthodologie 319
5.2. Le cas d'étude : Viaduc de Millau 319
5.3. Objectif et cadre de l'étude 324
5.4. Modèle de cycle de vie 326
5.4.1. Phase de production des matériaux de construction 326
5.4.2. Phase de transport des matériaux de construction 331
5.4.3. Phase de construction de l'ouvrage 333
5.4.4. Phase de vie de l'ouvrage 334
5.4.5. Phase de fin de vie 336
5.5. Résultats et interprétations 337
5.5.1. Impacts environnementaux des différentes phases du cycle de vie 338
5.5.2. Comparaison des deux conceptions 340
5.5.3. Influence de la couche de roulement époxy : conception BFUP 345
5.5.4. Influence d'une éventuelle maintenance du BFUP 346
5.5.5. Scénarios époxy et maintenance BFUP : sensibilité combinée 348
5.6. Conclusion de l'étude ACV 350
Conclusions générales et perspectives 353
Références bibliographiques 361
Annexes 377
Annexe 1 – Rigidités équivalentes des plaques orthotropes 379
Annexe 2 – Vérification à la fatigue par les courbes S-N 383
Annexe 3 – Notions de mécanique de la rupture : calcul du facteur d'intensité de contrainte 385
Annexe 4 – Plan des corps d'épreuve revêtus 391
Annexe 5 – Fiche technique de la résine utilisée pour l'injection des fissures 395
Annexe 6 – Caractérisation du BSI/CERACEM® : essais de flexion 4 points sur les petites dalles 397

Annexe 7 – Instrumentation de dalles orthotropes revêtues 413
Annexe 8 – Planning détaillé des essais réalisés sur les trois dalles orthotropes 421
Annexe 9 – Caractéristiques des empreintes produites par les roues.....425
Annexe 10 – Déformation au voisinage des cordons de soudure sur les axes BB' et CC'.....437
Annexe 11 – Calcul d'incertitude.....447
Annexe 12 – Indicateurs environnementaux de l'étude ACV : données d'inventaires et sources 451
Liste des figures 459
Liste des tableaux 477

Introduction

Lorsque le poids propre d'un ouvrage est un paramètre déterminant de son optimisation (grandes et très grandes portées, travées mobiles), les tabliers à dalle orthotrope constituent souvent la solution la plus pertinente. Leur grande déformabilité les rend toutefois particulièrement sensibles au phénomène de fatigue produit par les essieux des poids lourds du trafic. Les deux détails les plus critiques concernent la liaison tôle de platelage – auget, en partie courante [146] et au droit des pièces de ponts [50]. Sous l'effet des variations de contrainte, des fissures de fatigue sont susceptibles de se propager à partir de trois sites d'amorçage situés au niveau des cordons de soudures (Figure 1).

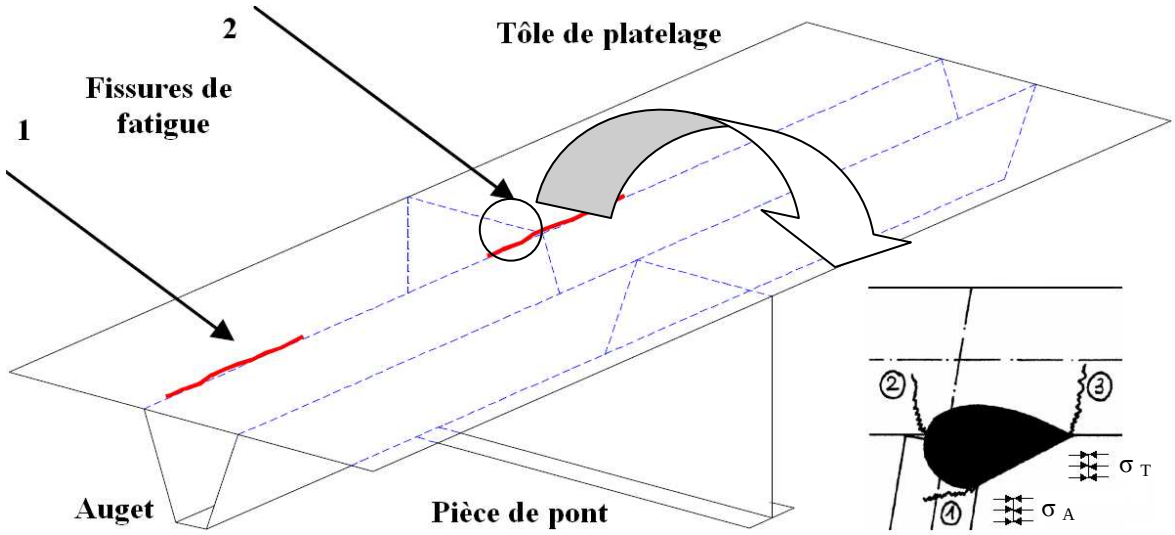


Figure 1. *Tablier à dalle orthotrope : sites d'amorçage des fissures de fatigue [50]*

Le comportement en fatigue de ce type de structure n'est pas précisément prédit par les méthodes de l'Eurocode 3 [135] [136], compte tenu de la complexité des effets locaux [13] [14], de la connaissance insuffisante du fonctionnement mécanique du revêtement (diffusion des charges et participation à la flexion locale) [23], et de la non prise en compte des effets de la température [88] [95] [117]. Par ailleurs, l'augmentation du trafic des camions [109] [157] et éventuellement celle des charges admissibles par essieu en Europe tend à rendre plus critique ce problème.

Pour réduire le poids propre de l'ouvrage, il semble pertinent de chercher à remplacer la solution « traditionnelle » recommandée par l'Eurocode (environ 70 mm de béton bitumineux [150] [153]) par un revêtement de faible épaisseur. Dans une démarche de développement durable, il semble pertinent d'utiliser un matériau lui-même durable qui apporte de la rigidité à la dalle orthotrope pour prolonger la durée de vie des ponts existants et augmenter la durabilité des futurs ouvrages.

Potentiellement plus efficace que les BFM ou BTHP utilisés de façon prototype aux Pays-Bas [50] et au Japon [131], le béton fibré à ultra hautes performances (BFUP) a été envisagé comme revêtement, étant donné ses bonnes performances mécaniques et de durabilité [55] [87] [187]. De plus, grâce aux propriétés mécaniques très performantes du BFUP, on peut envisager de réduire également l'épaisseur de la tôle de platelage en acier sans diminuer la rigidité globale et locale de la structure, ce qui est très important pour la tenue en fatigue de ce type d'ouvrage.

Ces idées, confrontées au manque de connaissances sur les structures à dalle orthotrope, notamment en ce qui concerne la fatigue et l'apport quantitatif fourni par la rigidité des revêtements, ont donné naissance au Projet ANR Orthoplus [111], piloté par le Sétra, et qui associe des partenaires publics et privés : Arcadis, CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique), Eiffage TP, Eiffel, ENTPE (Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat) et IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transport, de l'Aménagement et des Réseaux).

L'objectif principal du projet a été 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 et la vérification en fatigue d'une dalle orthotrope. Les outils développés et validés par des investigations expérimentales spécifiques sont destinés à être utilisés pour optimiser les revêtements bitumineux existants et développer une solution innovante de revêtement en BFUP.

La présente thèse de doctorat s'intègre dans le cadre général de ce projet, et se consacre principalement à la réalisation du programme expérimental sur les corps d'épreuve à l'échelle 1 et à la validation expérimentale de la solution avec revêtement BFUP. L'objectif de l'ensemble du programme expérimental est d'abord d'approfondir la compréhension du comportement en fatigue des éléments de dalle orthotrope entre pièces de ponts. La contrainte de fatigue est évaluée expérimentalement en utilisant des schémas d'extrapolation des mesures de déformation réalisées à proximité du cordon de soudure entre l'auget et la tôle de platelage. L'influence sur les contraintes de fatigue de deux paramètres importants a été étudiée :

- type de revêtement : béton bitumineux, BFUP, et tôle nue qui représente le cas limite des revêtements ultra-minces ;
- type de chargement : plaque métallique type Eurocode 1 partie 2 et vraie roue de camion avec différents positionnements de la charge.

Le programme expérimental réalisé dans la thèse vise aussi la validation technologique de la solution de revêtement BFUP pour les dalles orthotropes concernant la mise en œuvre du revêtement, le choix de la connexion entre la tôle en acier et la dalle BFUP, et la validation scientifique par quantification de l'apport de rigidité du revêtement.

Grâce aux essais statiques et dynamiques réalisés sur la plate-forme d'essai des structures de la division FDOA du LCPC (intégrée au sein du département structures et ouvrages d'art de l'IFSTTAR à compter de Mai 2010), on a étudié en particulier le détail de fatigue de la liaison tôle de platelage–auget entre les pièces de ponts, pour compléter l'étude approfondie de De Jong [50] qui concernait le détail situé au droit des pièces de pont. Le retour d'expérience sur le parc français d'ouvrages tend en effet à montrer que l'endommagement au droit des pièces de pont est moins critique lorsque les détails géométriques liés aux soudures à la jonction auget–pièces de pont ont été correctement conçus et exécutés.
Les données expérimentales ont été ensuite utilisées pour valider les modèles aux éléments finis (2D, éléments plaques ou 3D, éléments volumiques) développés dans le cadre du projet ANR Orthoplus.
On a pu effectuer des calculs de durée de vie des éléments de structure testés basés sur les contraintes de fatigue mesurées.

Le présent mémoire comprend tout d'abord une revue bibliographique du comportement et des pathologies des dalles orthotropes, un état de l'art concernant le fonctionnement de leur revêtement et un rapide état de connaissances concernant les BFUP (Chapitre 1).
L'expérimentation réalisée sur éléments de structures représentatifs est ensuite décrite : description des corps d'épreuves à dalle orthotrope, dimensionnement, caractérisation des matériaux, description du montage et principes d'instrumentation et de chargement (Chapitre 2).
Dans la première partie du Chapitre 3, nous présentons l'analyse métrologique et les premiers enseignements concernant les résultats obtenus. Dans la deuxième partie, l'ensemble des résultats expérimentaux pour les essais statiques comme pour les essais dynamiques sont présentés : flèches, déformations globales et déformations locales. Un des points principaux de ce chapitre concerne l'exploitation des mesures de variation de déformation à proximité des zones critiques en fatigue, permettant de conclure quant à l'apport du revêtement BFUP.
Dans le Chapitre 4 nous réalisons une analyse des résultats des modèles aux éléments finis développés dans le cadre du projet Orthoplus vis-à-vis des résultats expérimentaux.
Le Chapitre 5 développe une étude par l'Analyse de Cycle de Vie (ACV) permettant de compléter l'évaluation du revêtement alternatif en BFUP du point de vue environnemental.
Les principaux acquis de ce programme d'investigation sont récapitulés en conclusion, et des perspectives sont proposées pour conforter et valoriser ces acquis, ou combler les limites des résultats obtenus.

CHAPITRE 1

Dalles orthotropes : généralités, pathologies, influence du revêtement

1.1. Les ponts comportant un tablier à dalle orthotrope 21

1.1.1. Historique 21

1.1.2. Définition 23

1.1.3. Evolution de la conception 25

1.1.4. Les revêtements classiques des dalles orthotropes en béton bitumineux 30

1.2. Comportement mécanique des tabliers à dalle orthotrope 37

1.2.1. Méthodes de calcul analytiques 39

1.2.2. Méthodes de calcul aux éléments finis 47

1.3. Comportement en fatigue des dalles orthotropes 51

1.3.1. Les détails de fatigue 51

1.3.2. Définitions des contraintes de fatigue 55

1.3.3. Les schémas d'extrapolation linéaire pour détermination de la contrainte géométrique du détail auget-tôle de platelage 57

1.3.4. Identification expérimentale et numérique de la résistance en fatigue de l'assemblage auget-tôle de platelage 58

1.3.5. Application de la règle du cumul linéaire de l'endommagement 63

1.3.6. Calcul à la fatigue des dalles orthotropes basé sur la mécanique linéaire de la rupture 65

1.3.7. Application de la mécanique de la rupture à des ouvrages réels 69

1.4. Méthode de réparation des tabliers à dalles orthotropes 72

1.4.1. Méthodes de réparation sans modification du revêtement 72

1.4.2. Méthodes de réparation avec modification du revêtement 75

1.5. Revêtement en béton fibré à ultra hautes performances 82

1.6. Perspectives d'un revêtement BFUP pour améliorer le comportement d'un tablier à dalle orthotrope 94

1. Dalles orthotropes : généralités, pathologies, influence du revêtement

Dans ce premier chapitre, nous proposons un état de l'art sur les structures à dalle orthotrope. Après un bref historique, nous aborderons les méthodes de dimensionnement et les dispositions constructives associées. Nous évoquerons les pathologies potentielles et les méthodes de renforcement existantes. Parmi ces méthodes de renforcement, nous nous concentrerons sur l'utilisation de revêtements ou couches de roulement apportant un gain de rigidité. Nous expliquerons à partir des connaissances actuelles sur les matériaux pourquoi les Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) semblent particulièrement pertinents pour constituer un revêtement innovant dans le contexte de la réparation des ponts à dalle orthotrope ainsi que la réalisation d'ouvrages neufs.

1.1. Les ponts comportant un tablier à dalle orthotrope

1.1.1. Historique

Dans une perspective d'allègement des ponts de grande portée et des ponts mobiles, et grâce aux améliorations apportées à la soudabilité des aciers, les premiers systèmes de tablier de pont avec tôle de platelage en acier ont été envisagés et conçus aux Etats-Unis et en Allemagne dans la période qui a précédé la Seconde Guerre mondiale. Aux Etats-Unis, le système a été dénommé « battle deck » (Figure 1.1 – 1) : une tôle de platelage d'épaisseur comprise entre 10 et 20 mm à laquelle ont été soudés des profils en I avec un écartement variable de 250 à 850 mm. Ceux-ci ont été ensuite appuyés sur les pièces de pont. Une couche d'asphalte de 50 mm a été appliquée sur la tôle de platelage. Les essais réalisés ont démontré que les différentes parties du système ne fonctionnaient pas comme un ensemble. La tôle de platelage participe à la réduction de l'effort au niveau des profils en I, mais n'apporte aucun gain d'inertie au niveau des pièces de ponts (la tôle de platelage ne joue pas le rôle de semelle supérieure comme sur les dalles orthotropes modernes), et n'apporte aucune rigidité et aucune résistance aux principaux éléments structuraux du pont. Pour cette raison, cette solution n'a jamais été mise en œuvre. En revanche, en Allemagne et à la même époque, une autre solution a été utilisée dans la construction du pont de Jungingen (1934) (Figure 1.1 – 2) [110] : tôle de platelage (épaisseur 7 mm) raidie par des profils en I, dans les deux directions ; transversale et longitudinale. Le système platelage – grill de poutres soudé fonctionne comme une « plaque métallique unique » sur laquelle a été posé un revêtement bitumineux de 50 mm. Comme les soudures ont été faites manuellement les concepteurs du pont ont décidé d'augmenter la distance entre les raidisseurs, c'est ce qui a conduit à une augmentation de la déformabilité du système, et a provoqué la fissuration du revêtement [4] [110].

Après la Seconde Guerre mondiale, les recherches se sont poursuivies dans l'objectif de développer ces systèmes de tabliers de pont constitués d'une tôle de platelage en acier. Les objectifs visés consistaient à trouver une structure dans laquelle tous les composants (tôle de platelage, raidisseurs, pièces de pont, poutres principales) soient imbriqués, une solution plus économe en termes de volumes de matériaux (réduction maximum du poids propre) et offrant une réduction des temps de fabrication et de construction de l'ouvrage. Le premier pont avec un tablier à dalle orthotrope, sous la forme connue aujourd'hui, est le Kurpfalz Bridge (1950) en Allemagne [4]. Il s'agit d'un tablier à trois travées de longueurs respectives : 56,10 m, 74,80 m et 56,10 m, mettant en œuvre des raidisseurs en L. Le Kurpfalz Bridge a remplacé un pont détruit pendant la Seconde Guerre, dont la masse linéique était de 585 kg/m^2. Le tablier à dalle orthotrope a permis de limiter la masse linéique à 390 kg/m^2, soit une réduction de 33% du poids propre. Un historique complet retraçant l'évolution des modes constructifs des tabliers à dalle orthotrope en contexte Nord Américain et Européen est exposé dans les références [4] [94] [127] [190].

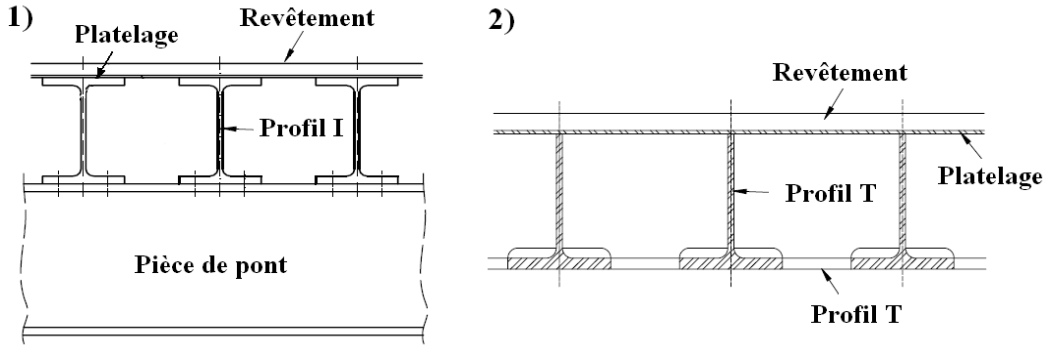


Figure 1.1. *1) Système « battle deck » ; 2) Système platelage – grill de poutre, profils T soudés [110]*

En France, le parc d'ouvrages à tabliers à dalle orthotrope compte une vingtaine de grands ponts sur le réseau routier et autoroutier, soumis pour la plupart à un trafic lourd et une vingtaine de ponts dans les zones portuaires et de nombreux ponts de petite portée, construits à partir des années 1960 et jusqu'à aujourd'hui. Le premier pont à dalle orthotrope construit en France est le pont de la Guillotière à Lyon (1959). Les trois ouvrages les plus emblématiques ont été construits récemment : le pont de Normandie (1995) [117] [193], le viaduc de Millau (2004) [28] [43] [123] [194] et le pont Gustave Flaubert, pont levant sur la Seine à Rouen (2008) [32] [64] [195] (Figure 1.2).

Figure 1.2. *Viaduc de Millau (photo octobre 2009) et Pont Gustave Flaubert (photo septembre 2007)*

1.1.2. Définition

Une dalle orthotrope présente par définition une anisotropie orthogonale, c'est-à-dire des rigidités de flexion différentes dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Dans le domaine des ponts, ces dalles orthotropes sont métalliques et utilisées comme tablier ou partie de tablier. Elles sont constituées d'une tôle de platelage métallique à la sous-face de laquelle sont soudés des raidisseurs longitudinaux. Ces raidisseurs peuvent être ouverts (barre soudée ou profil en L ou en T), ou fermés (augets trapézoïdaux ou en forme de V ou U couramment utilisés dans les ouvrages modernes) (Figure 1.3). L'ensemble tôle de platelage et augets est soudé sur les pièces de pont qui assurent un raidissage transversal. La flexion longitudinale est ensuite reprise au moyen de poutres principales ou d'un caisson. De plus, les augets peuvent être soit continus sur toute la longueur – les pièces de pont sont alors coupées de façon à laisser passer les raidisseurs – soit discontinus, soudés bout à bout au niveau de la pièce de pont. En général, un revêtement de type béton bitumineux est posé sur la tôle de platelage.

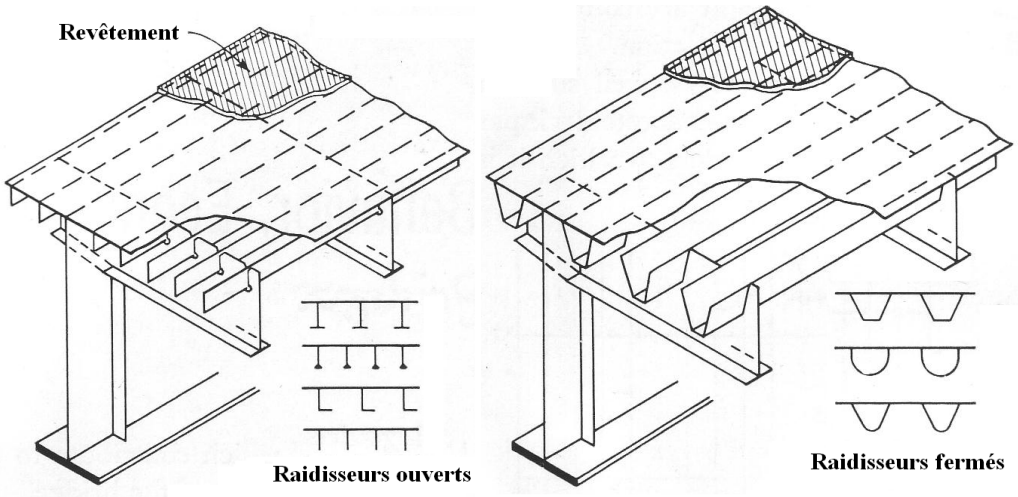


Figure 1.3. *Différents types de raidisseurs des tabliers à dalles orthotropes [4]*

Les dimensions des différents composants en acier d'une dalle orthotrope varient suivant l'ouvrage. Pour les plus récents, en France, les tôles de platelage admettent une épaisseur qui varie entre 10 et 20 mm, valeurs bien supérieures aux 8 mm d'épaisseur des ponts des années 1960 (Exemple : Pont d'Aquitaine à Bordeaux). L'Eurocode 3 partie 2 [136] préconise une tôle de platelage d'au moins 14 mm pour la voie lente avec un revêtement d'épaisseur supérieure à 70 mm et une tôle d'au moins 16 mm lorsque le revêtement est d'épaisseur supérieure à 40 mm, mais inférieure à 70 mm. Normalement, le platelage a une épaisseur variable dans le sens transversal du tablier. Par exemple, sur le Viaduc de Millau, l'épaisseur varie entre 12 et 14 mm. Les raidisseurs sont toujours du type auget trapézoïdal, avec un écartement d'axe à axe de l'ordre de 600 mm. Leur épaisseur est de 6 mm (Viaduc de Millau [142]), 8 mm (Pont Renault sur la Seine [46]) ou 10 mm (Pont de Cheviré [19]), pour une hauteur d'auget de l'ordre de 300 mm. Les pièces de pont (ou entretoises), espacées tous les 2,00 à 4,00 m, sont généralement des profils en T de hauteur comprise entre 0,50 m et 1,00 m (Figure 1.4). Dans ces conditions, le poids d'une dalle orthotrope varie de 160 à 240 kg/m^2 [127] [128].
La grande déformabilité de ce type de structure la rend particulièrement sensible au phénomène de fatigue induit par les essieux des poids lourds. Sous l'effet des variations de contraintes, des fissures de fatigue se développent en plusieurs endroits au niveau des soudures. Ces fissures se propagent également à travers l'épaisseur du revêtement.

Le retour d'expérience sur ce patrimoine français a montré que les ouvrages mettant en œuvre ce type de tablier ont été globalement bien dimensionnés et on a rarement constaté les désordres majeurs identifiés sur des structures du même type au Royaume-Uni, Pays-Bas, Allemagne et Etats-Unis pour les ouvrages construits dans les années 1960.
En France, dès 1970, un certain nombre de bonnes pratiques (épaisseur minimale de la tôle de 12 mm, espacement entre les augets de 600 mm, supériorité des augets fermés sur les augets ouverts) ont été appliquées aux nouvelles constructions, comme le montrent les différents articles de Fox de la société Sotracomet, responsable de la réalisation de deux ponts à dalle orthotrope en Bretagne : le pont de Kernours sur le Bono (1969) et celui de Cornouaille à Bénodet (1972) [71] [72] [70].
On peut toutefois citer quelques ouvrages, le Viaduc de Richemont [37] et les autoponts (voir 1.1.3.6), ayant présenté des pathologies. Ainsi, sur plusieurs ouvrages soumis à des conditions d'exploitation particulièrement sévères, des dommages, affectant aussi bien le complexe étanchéité–revêtement que son support, sont apparus. Ces cas réels ont mis en évidence les différents points critiques d'une dalle orthotrope et l'étude de ces pathologies a permis de faire évoluer les recommandations de conception.

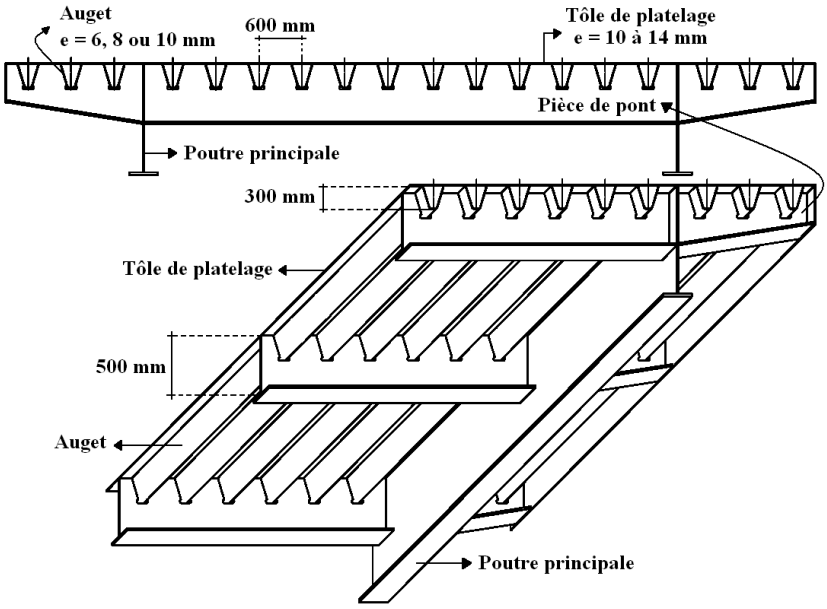


Figure 1.4. *Configuration type d'un tablier à dalle orthotrope [110]*

1.1.3. Evolution de la conception

Certaines configurations des tabliers à dalle orthotrope se sont révélées plus défavorables du point de vue de la fatigue. Afin de les rendre moins vulnérables à ce phénomène, plusieurs modifications dans la structure en acier ont été proposées et testées.

1.1.3.1. Augets ouverts / Augets fermés

Les calculs et l'expérience montrent que les augets (raidisseurs fermés) s'opposent plus efficacement aux déformations transversales de la tôle de platelage et représentent pour la structure une réduction du nombre des soudures par rapport à la solution avec raidisseurs ouverts. La forme trapézoïdale en U ou V assure à ces raidisseurs une grande rigidité en torsion. En revanche, la plus grande rigidité transversale apportée par les augets crée des points durs au niveau des encastrements auget – tôle de platelage, rendant la structure plus sensible à la fatigue. Malgré cela, les augets sont très majoritairement employés dans la conception des tabliers à dalle orthotrope [203].

1.1.3.2. Augets continus / Augets discontinus

Les retours d'expérience des ponts construits dans les années 1960 en Europe ont démontré que l'utilisation des augets discontinus est inappropriée [199]. Sur deux ponts allemands comportant des augets discontinus, un sur le Haseltal (1960) et l'autre sur le Sinntal (1968), des fissures sont apparues à la soudure entre auget et pièce de pont. Certaines de ces fissures se sont ensuite propagées jusqu'aux soudures auget – tôle de platelage adjacentes aux pièces de pont (Figure 1.5 – 1). En effet, des efforts importants sont engendrés

dans les soudures auget – pièce de pont par le retrait gêné des augets sur les pièces de pont. Les fissures de ces deux ouvrages sont vraisemblablement apparues immédiatement après soudage, à la racine du cordon. La soudure était manuelle et de mauvaise qualité, mais cela ne suffit pas à expliquer les désordres puisque, sur des ouvrages allemands de la même époque conçus avec des augets continus et le même type de soudure, aucun désordre n'a été constaté.

Récemment en France, sur le Pont de la RD201 (1969) sur le canal de Huningue à Illzach, plusieurs fissures longitudinales (244 fissures nettes), à la liaison entre auget et pièce de pont, ont été détectées (Figure 1.5 – 2). Ces fissures sont localisées en pied de cordon de soudure dans l'âme de la pièce de pont et parfois dans la tôle de platelage. Ce pont a été conçu avec des augets discontinus au droit des pièces de pont, mode constructif qui a certainement contribué à la fissuration, ainsi que la mauvaise qualité des soudures. Les augets et pièces de pont ne sont pas interpénétrés par les soudures d'angle qui n'assurent pas de continuité mécanique directe des efforts [101].

Figure 1.5. *1) Fissure dans le cordon d'attache d'un auget discontinu [127] ; 2) Pont de la RD201*

1.1.3.3. Soudures

La résistance en fatigue des tabliers à dalle orthotrope est directement liée à la qualité des soudures. Le défaut ou manque de pénétration est la caractéristique de la soudure qui a le plus d'influence sur la tenue en fatigue de ce type de structure. L'évolution des procédés de soudage, passage du manuel à l'automatique (vers les années 80), les variations des positions de soudage, les méthodes de préparation des aciers de base, ont permis d'assurer une meilleure pénétration des soudures (Figure 1.6).

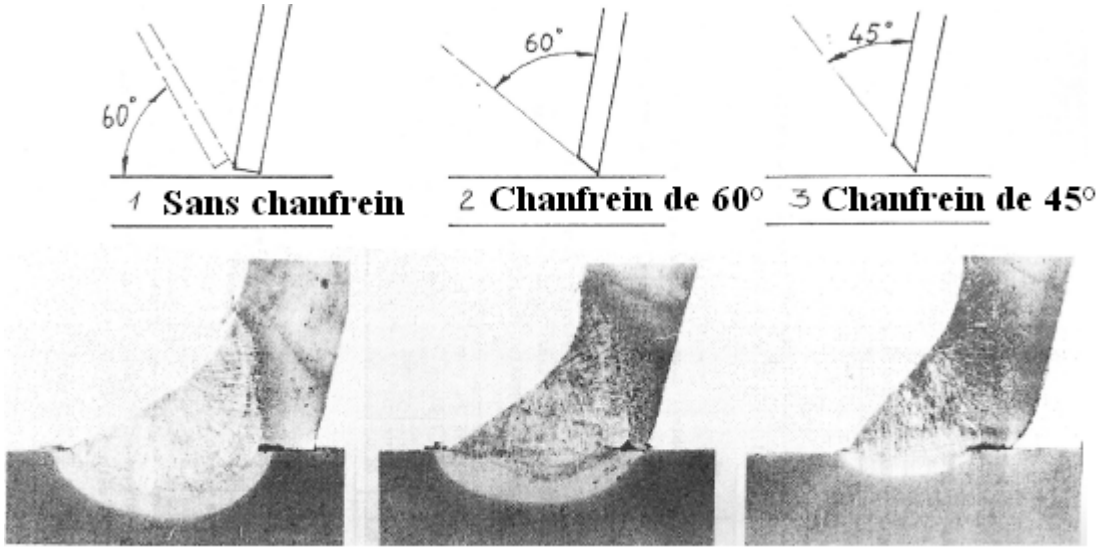


Figure 1.6. *Influence de la préparation de bord de la tôle de l'auget [15]*

Par exemple, au niveau de la liaison auget – tôle de platelage, le défaut de pénétration (Figure 1.7) a été réduit de 4 mm, pour les éprouvettes testées par Thonnard (1985) et Janss (1988), à 1 mm pour les éprouvettes des essais de Dijkstra en 2000, comme indiqué dans la thèse de Kolstein [103]. Actuellement les recommandations en vigueur en Europe (NF EN 1993-2) préconisent une valeur inférieure à 2 mm pour ce paramètre, pour considérer la procédure de soudage comme convenable [136].

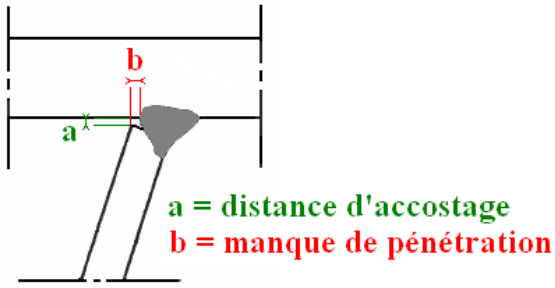


Figure 1.7. *Paramètres géométriques de la soudure du détail auget – tôle de platelage*

Un dispositif constructif qui a été employé dans les ponts des années 1960, notamment sur le franchissement de la Severn (Angleterre – 1966) [199], très préjudiciable pour la fatigue, est le biseautage de l'auget. Il rendait l'âme parallèle à la sous face du platelage et ne permettait aucune pénétration de la soudure (Figure 1.8).

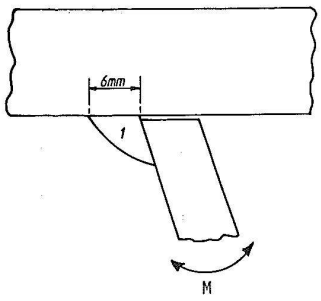


Figure 1.8. *Auget biseauté utilisé sur le pont de la Severn [199]*

Le deuxième paramètre géométrique de la soudure qui peut varier est le défaut d'accostage. D'après les conclusion des essais de fatigue CECA sur éléments de dalle orthotrope [15], il n'existe pas de différence significative du comportement en fatigue entre les assemblages soudés avec un défaut d'accostage de l'ordre de 2 mm ou un accostage parfait. L'Eurocode 3 partie 2 [136] requiert en toute état de cause une distance d'accostage inférieure à 2 mm.

Les essais de fatigue CECA sont les résultats d'une collaboration entre IRSID et le LCPC en 1990. Les deux principaux objectifs ont été d'optimiser la procédure de soudage et d'établir des courbes S-N pour un assemblage avec un défaut d'accostage de l'auget sur la tôle de platelage de 2 mm, et un assemblage sans défaut d'accostage. Dans les sections 1.3.3 et 1.3.4, nous abordons plus en détail ces essais et les principaux résultats.

1.1.3.4. Découpe additionnelle

Le franchissement de la Severn en Angleterre (1966) est constitué de quatre ouvrages : un viaduc d'accès de type bipoutre mixte et trois ouvrages à dalle orthotrope avec une tôle de platelage de 11 mm, des augets trapézoïdaux de 8 mm d'épaisseur, discontinus au passage des diaphragmes et soudés sur ceux-ci. Des fissures ont été constatées à la soudure auget – diaphragme (section 2.1.3.2), ainsi que des fissures longitudinales dans le platelage au droit des soudures avec les augets (section 2.1.3.3). En outre, des fissures encore plus importantes ont été observées en sous face des augets trapézoïdaux [199]. Dans cette configuration, les diaphragmes empêchent en effet la flexion des augets sous trafic, entraînant des concentrations de contraintes très importantes et des perturbations dans les flux de contraintes en pied d'auget, d'où des fissures longitudinales et transversales. Cet exemple illustre l'importance de la découpe additionnelle sur les pièces de pont pour libérer le plus possible les déformations des augets.

Sur les viaducs métalliques démontables (VMD) en France, des découpes sont également opérées entre les poutres principales et les pièces de pont, ainsi qu'au niveau de la liaison auget – tôle de platelage au droit de la pièce de pont (Figure 1.9) afin de libérer les régions de concentration de contraintes. Toutefois, la tôle du platelage d'épaisseur trop faible a entraîné des problèmes de fissuration.

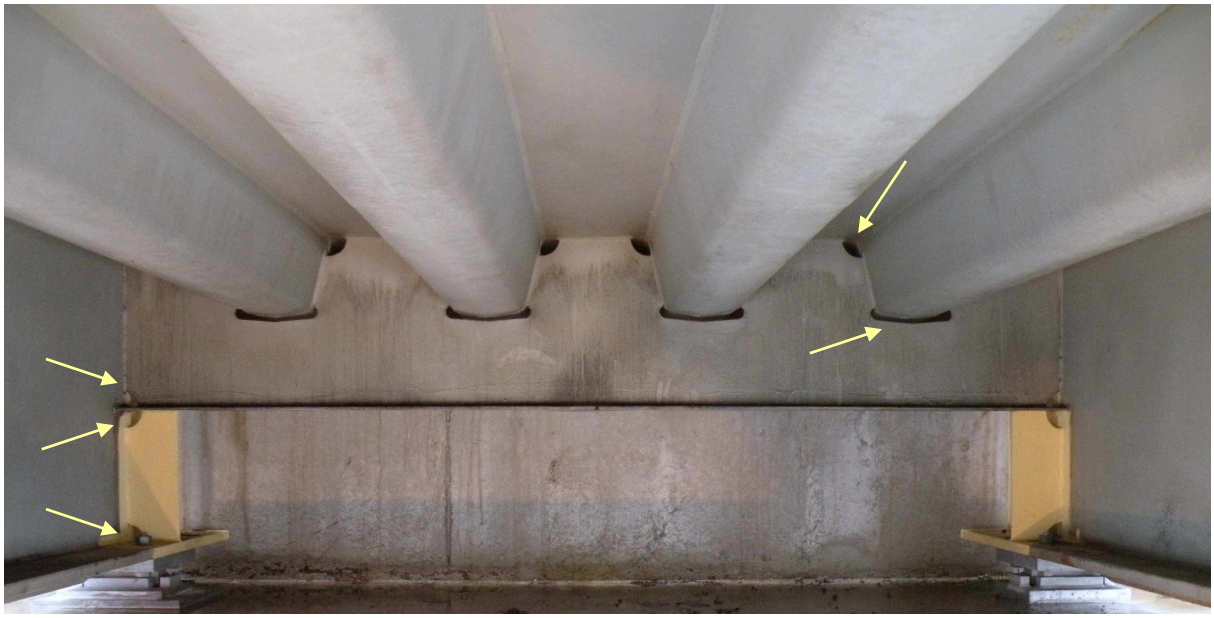


Figure 1.9. *Localisation des découpes du VMD mis à disposition par le CNPS [208]*

1.1.3.5. Hauteur des augets

Le viaduc de Richemont, construit entre 1964 et 1966 sur la Moselle pour porter l'A31, est un pont bipoutre à dalle orthotrope. Sa conception a été malheureusement inspirée de celle du franchissement de la Severn. Le tablier présentait l'originalité pour la France d'avoir des augets discontinus au passage des pièces de pont. Les augets de cette dalle présentaient de plus une hauteur très faible de 185 mm, à comparer aux 300 à 350 mm préconisés aujourd'hui (les autres paramètres géométriques du viaduc de Richemont sont : espacement entre les augets 600 mm, épaisseur tôle de platelage 12 mm et épaisseur auget 6 mm). Ces deux facteurs combinés ont entraîné le développement de fissures sur les soudures de la jonction auget – pièce de pont (80 fissures constatées en 1986) et sur les soudures de la liaison auget – tôle de platelage (12 fissures en 1986). Chaque année, six mètres de fissures nouvelles étaient enregistrés [37]. Les projets de réparation (reprise des soudures, tentative de recréer la continuité des augets en découpant les pièces de pont et en soudant bout à bout les augets) n'ont malheureusement pas été concluants. La conception désastreuse du viaduc de Richemont a très vite été identifiée comme telle et, dès la construction du viaduc d'Autreville [163], sur la même autoroute A31 en 1972, des améliorations ont été apportées aux dispositions constructives : augets continus, découpe additionnelle et hauteur d'augets augmentée à 240 mm.

1.1.3.6. Dimensionnement de la tôle de platelage

Un exemple de dalle orthotrope avec un platelage sous-dimensionné à la fatigue est donné par les VMD (Figure 1.9) ou Autoponts du CNPS (Centre National des Ponts de Secours). Ces VMD sont constitués de deux poutres métalliques de 900 mm de hauteur d'âme et écartées de 2,85 m d'axe en axe. Le système bipoutre portant un tablier à dalle orthotrope, constitué d'une tôle de platelage de 10 mm soutenue par

quatre augets trapézoïdaux de 6 mm d'épaisseur, s'appuie sur des entretoises de 50 cm de hauteur d'âme et espacées de 3,00 m. Le tablier possède un revêtement routier ultramince.

Ces viaducs ont été mis en service dans les années 1970 à certains points noirs routiers, initialement de manière provisoire. Lors de leur conception, ils ont donc été assimilés à des ouvrages à caractère temporaire et il a été choisi de réduire le coefficient de majoration dynamique et donc de minimiser les contraintes de calcul pour leur dimensionnement. L'épaisseur minimale de la tôle de platelage s'est retrouvée réduite entraînant une fragilisation de la couverture des éléments de tablier, d'autant que ces ouvrages avaient pour obligation d'être légers et étaient donc très sensibles aux actions dynamiques. De plus, la fatigue n'a pas été prise en compte lors de la conception de ces ouvrages, puisque les textes réglementaires étaient inexistants en 1969 (Autoponts de 1ère génération) et 1972 (2ème génération).

Les pathologies rencontrées sont nombreuses sur ces ouvrages, qui ont finalement été exploités beaucoup plus longtemps que prévu initialement, sans entretien régulier, tout en étant régulièrement soumis à des charges de trafic très lourdes [192] :

- le complexe étanchéité–roulement a présenté des défauts d'adhérence à l'interface acier-résine, conduisant à des ruptures susceptibles d'entraîner des départs en plaques et des arrachements. La planéité du revêtement est très variable selon les éléments de tablier ;
- des fissures de fatigue ont été remarquées sur les cordons de soudure périphériques d'attache des nervures discontinues soudés bout à bout à l'âme des pièces de pont et sur les cordons de soudure longitudinaux d'attache et de raboutage des nervures sous la tôle de platelage ;
- des fissures longitudinales sont visibles au droit de la liaison auget–tôle de platelage, situées dans les zones de passage des roues des véhicules. Il s'agit d'un phénomène de fatigue dont l'initiation s'opère par effet d'entaille à la racine du cordon de soudure qui présente un manque de pénétration. Dans ces conditions, les fissures sont indécelables tant qu'elles n'ont pas débouché en face supérieure de la tôle de platelage et que le complexe étanchéité–roulement n'a pas été retiré.

Ces fissures sont ainsi la conséquence combinée de défauts de soudure, mais aussi du net sous dimensionnement de la tôle de platelage, en présence d'un revêtement ultra-mince qui n'a aucune contribution à la résistance en fatigue. A titre d'exemple, le pont levant de Rouen, récemment construit, a reçu également un revêtement ultra mince (8 mm) mais a été dimensionné avec une tôle de 14 mm, au lieu des 10 mm des VMD.

1.1.4. Les revêtements classiques des dalles orthotropes en béton bitumineux

Les revêtements posés sur les tôles de platelage des tabliers à dalle orthotrope sont élaborés de façon à suivre les déformations du support métallique, beaucoup plus souple et plus sensible aux effets thermiques

que les bétons, à le protéger efficacement contre la corrosion, et à garantir la sécurité (bonne rugosité superficielle du revêtement) et le confort (bonne régularité du revêtement) des utilisateurs.

Les complexes couche de roulement–étanchéité mis en place sur les différents ouvrages peuvent être classés en fonction de l'épaisseur du revêtement : épais, mince et ultramince. Les revêtements épais sont généralement multicouches comportant un vernis de protection, une couche d'étanchéité d'environ 3 mm, et une couche de roulement en béton bitumineux spécialement formulé, dont l'épaisseur varie entre 40 mm (Pont Renault sur la Seine [46]) et 70 mm (Viaduc de Millau [142]). Les complexes minces ont une épaisseur comprise entre 10 et 20 mm, contre 6 à 9 mm pour les complexes ultra-minces. Tous deux comportent une couche d'accrochage formant l'étanchéité et une couche de roulement souvent à base de mortier de résine. Les revêtements sont toujours appliqués au substrat (tôle de platelage) préalablement décapé au degré de soin Sa 2,5 ou Sa 3, suivant les exigences de la formulation (Figure 1.10).

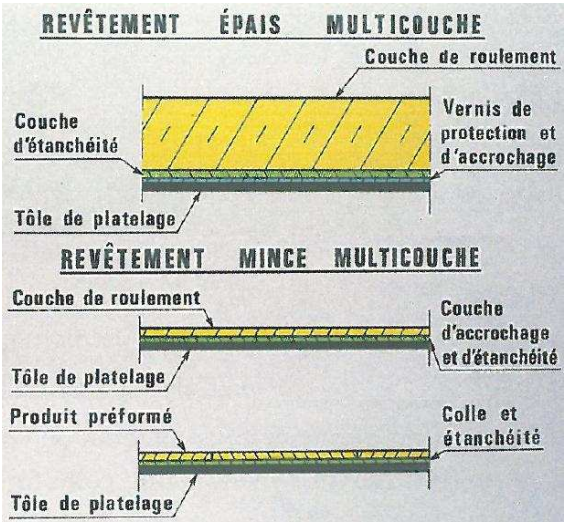


Figure 1.10. *Complexe couche d'étanchéité – roulement pour les platelages métalliques [127] [128]*

Il est bien connu que la présence du revêtement présente deux effets bénéfiques pour les dalles orthotropes : d'une part, il permet la diffusion des charges ; d'autre part, il participe mécaniquement à la flexion locale, sa raideur s'ajoutant à celle de la structure en acier [23].

Concernant ce dernier point, De Jong a présenté dans sa thèse [50] des résultats des facteurs de réduction de contrainte (Figure 1.11) qui illustrent clairement l'apport bénéfique du revêtement en béton bitumineux (BB) sur la rigidité locale d'un tablier à dalle orthotrope à la liaison auget-tôle de platelage au droit des entretoises. Ces facteurs sont issus de résultats expérimentaux obtenus à partir de tests statiques et dynamiques menés sur des planches d'essai à échelle 1, sans revêtement et avec deux types de revêtements en béton bitumineux (asphalte et ZOK [125]) à différentes températures. Ils représentent le ratio entre les déformations au-dessous de la tôle de platelage et dans la facette latérale de l'auget du corps d'épreuve avec

revêtement, et les déformations de la dalle non revêtue. On remarque que l'apport de rigidité du revêtement augmente avec la réduction de sa température et qu'il n'est pas le même suivant le type de béton bitumineux. L'asphalte (plus susceptible aux variations de température) apporte moins de rigidité à la structure que le ZOK pour un même niveau de température.

	Deck plate	Trough web
No surfacing	1.0	1.0
Mastic asphalt approximately 0 °C	0.2-0.3	0.5
Mastic asphalt approximately 15 °C	0.7-0.8	0.7-0.8
Mastic asphalt approximately 30 °C	0.9-1.0	0.9-1.0
ZOK approximately 0 °C	0.1-0.2	0.3-0.5
ZOK approximately 15 °C	0.3-0.4	0.5-0.6
ZOK approximately 30 °C	0.5	0.6-0.7

Figure 1.11. *Facteurs de réduction de contrainte d'une dalle orthotrope revêtue de BB [*50*]*

Les dalles orthotropes constituent des systèmes de tabliers de pont très légers et très flexibles transversalement sous l'effet des charges du trafic lourd. Cette déformabilité expose le complexe couche d'étanchéité – roulement à un état de contraintes particulièrement sévère. Les variations de température dues aux agents climatiques (rayonnement solaire, vent, gel) [88] [117] et aux conditions de mise en œuvre de l'enrobé (température de coulage du béton bitumineux : environ 160°C) [95] introduisent également des gradients thermiques importants (contraintes de traction, compression et cisaillement) entre le revêtement et son support métallique. L'action combinée de ces deux paramètres – charges du trafic et température – produit sur l'ensemble acier–revêtement des sollicitations en flexion négative, en flexion positive et en cisaillement (Figure 1.12) qui donnent naissance aux différents types de dégradations dans le système [182] : fissuration, décollement sur la surface inférieure de la tôle, voire même à l'interface acier–couche d'étanchéité [116] [126] et arrachement.

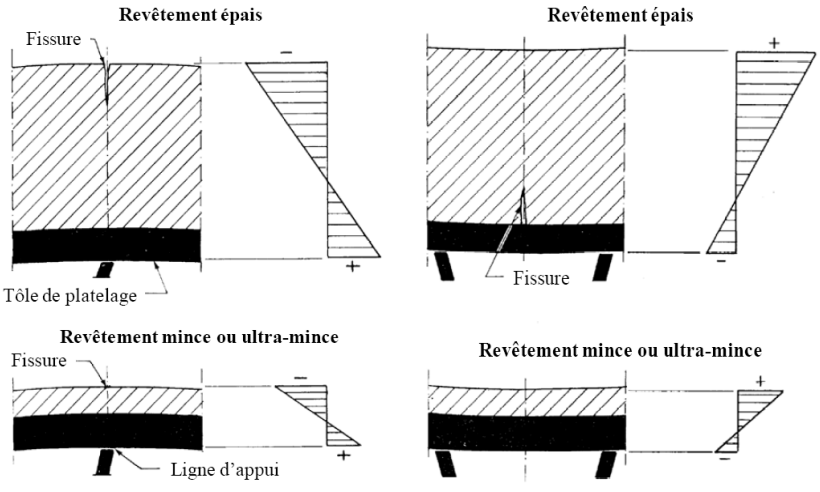


Figure 1.12. *Fissurations du revêtement dues aux flexions : négative (1) et positive (2) [128].*

Les sollicitations en cisaillement à la base de la couche de roulement peuvent provoquer le décollement du revêtement de son support métallique. Les contraintes sont plus élevées lorsque le revêtement est de type épais (Figure 1.12).

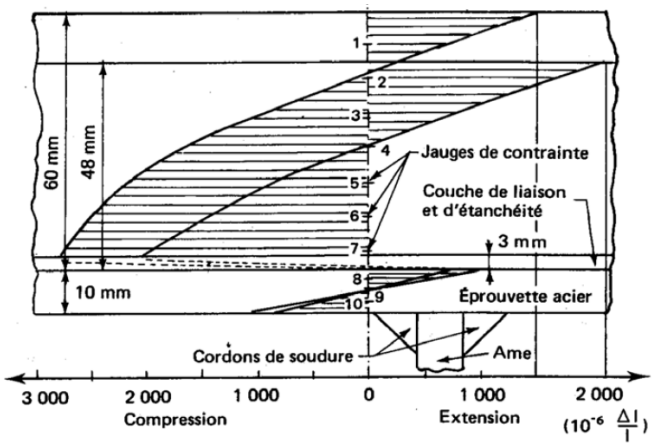


Figure 1.13. *Répartition des déformations dans l'épaisseur des enrobés [89]*

Sous l'effet d'une flexion négative, les contraintes de traction sur la fibre supérieure du revêtement donnent lieu à la formation de fissures, favorisée par les basses températures. Plus le revêtement est mince, plus la partie supérieure de la couche de roulement au droit du raidisseur est sollicitée (Figure 1.13). Dans un premier temps, il s'agit de fines fissures longitudinales nettement tracées et rigoureusement situées à l'aplomb des lignes d'appui de la tôle de platelage sur les augets et les pièces de pont. Par la suite, ces fissures s'affirment et s'ouvrent en même temps qu'elles s'élargissent et s'approfondissent, pour enfin atteindre la couche d'étanchéité dont l'importance devient alors primordiale, car elle seule protège la tôle contre l'action des eaux [89].

Sous l'effet d'une flexion positive dans les zones intermédiaires de la structure (entre raidisseurs ou entre appuis), si on considère un revêtement mince ou ultramince, l'enrobé est totalement comprimé, la fibre neutre se trouve alors dans l'acier. Pour un revêtement épais, la partie inférieure de l'enrobé est faiblement sollicitée en traction. On observe alors la formation d'autres fissures longitudinales, parallèles aux premières, mais situées à mi-distance des lignes d'appui et qui apparaissent plus tardivement car les contraintes de compression qui les initient sont peu élevées et qu'elles proviennent de la base du revêtement. Des fissures transversales au droit des pièces de pont ainsi que des fissures au tracé aléatoire s'amorcent en épis à partir des fissures longitudinales [89].

Grâce au tracé sinueux du réseau des fissures, les fragments de revêtement peuvent rester en place quelque temps, se tenant mutuellement par l'imbrication de leur contour. L'infiltration de l'eau au niveau de la tôle de roulement ou de la couche d'étanchéité entraîne des fines, du sable, voire du gravier. Leur accumulation

aboutit au soulèvement du revêtement dont un morceau peut se casser ou être arraché au passage d'un véhicule, ce qui signifie la disparition de la couche de roulement sur une surface plus ou moins grande (Figure 1.14).

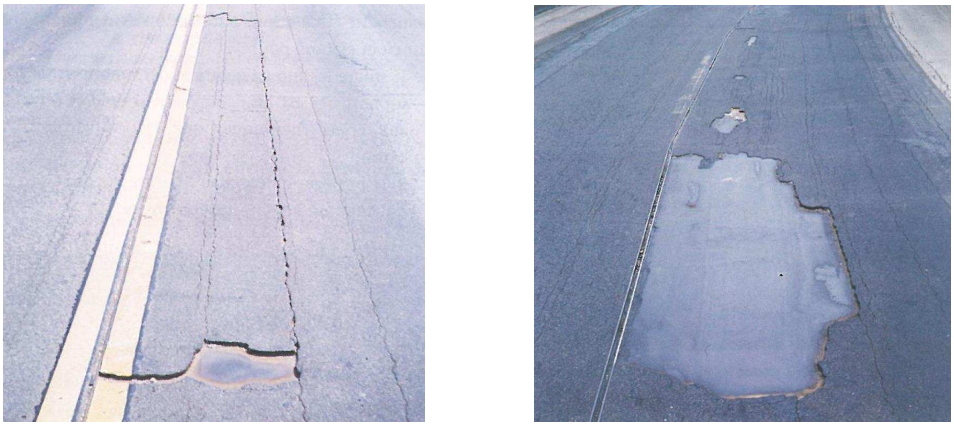


Figure 1.14. *Fissuration et arrachement sur les complexes minces [127]*

Il est important de savoir que le remplacement complet ou partiel des couches de béton bitumineux (BB) sur les ouvrages à dalle orthotrope est prévu sur des intervalles de 7 à 15 ans. Cette durée peut être plus ou mois longue selon la qualité du BB appliquée et son niveau de dégradation [55].

Afin de qualifier le comportement en fatigue de l'enrobé associé à la tôle de platelage au droit d'un raidisseur, le LCPC a développé à partir de 1970 un essai de fatigue dit de « flexion 5 points » (sous moment négatif). Les dispositifs (configuration, type de machine), les principaux paramètres (géométrie, effort appliqué, température, nombre de cycles) et les limitations de ce type d'essai sont décrits dans les références [29] [89] [152] [153]. Les résultats de l'essai de flexion 5 points sur le revêtement Orthochape® du Viaduc de Millau sont résumés dans la Figure 1.15 ci-dessous.

Température d'essai	+10°C	-10°C
Décollement de l'interface	Aucun	Aucun
Début de fissuration à	Néant	Néant
Profondeur de fissures : - à 1 million de cycles - à 2 millions de cycles	 - 0 et 31 mm	 0 mm -

Figure 1.15. *Résultats de l'essai de flexion 5 points sur le matériau Orthochape® [90] [91] [92] [142]*

Les enrobés à base de béton bitumineux (BB) sont définis comme un mélange de liant bitumineux (bitume), d'agrégats et de fines (filler, passant à 80 µm). L'obtention des enrobés par ce mélange est réalisable moyennant des proportions bien spécifiques des liants.

Le bitume, connu depuis la plus haute antiquité sous forme naturelle, provient de nos jours presque exclusivement de la distillation des pétroles bruts. Ses qualités physiques et chimiques en ont fait un

matériau de toute première importance. Il possède un grand pouvoir agglomérant car il adhère à la majorité des matériaux usuels : pierre, béton, bois, métal, verre. Il est léger, ductile et souple, excellent isolant thermique et diélectrique. Du point de vue mécanique, il se comporte comme un matériau viscoélastique. Il est insoluble dans l'eau, mais l'on peut en obtenir des solutions dans de nombreux solvants organiques. Il est pratiquement inerte vis-à-vis de la plupart des agents chimiques usuels [58].
Le liant bitumineux transmet naturellement son comportement viscoélastique à l'enrobé. La cohésion du mélange et le bon enrobage de tous les grains du mélange par un film mince de bitume est assuré en définissant une teneur en liant optimale. On évite ainsi les problèmes de fluage et d'orniérage (risque de déformations permanentes sous effet du trafic [85]) à haute température dus à une forte teneur en bitume (la teneur en liant est différente de celle en bitume). L'utilisation d'un liant fortement modifié par des polymères rend l'enrobé plus souple, plus résistant à l'orniérage et avec une macro texture favorable à l'adhérence.

L'action simultanée de phénomènes mécaniques, thermiques, physiques et chimiques sur les enrobés bitumineux conduit à quatre types de comportements en considérant l'amplitude des déformations (|ε|) et le nombre de cycles de chargement (N) (Figure 1.16) :

1. Comportement viscoélastique : pour des chargements de quelques centaines de cycles et de faibles amplitudes de déformations;
2. Comportement en fatigue : pour un nombre de cycles supérieur à 50 000 et des niveaux de déformation faibles, égaux ou inférieurs à 10^{-4} µm/m ;
3. Comportement non linéaire : pour un faible nombre de chargements (maximum 10) et des déformations supérieures à 10^{-4} µm/m ;
4. Comportement d'orniérage : pour des niveaux de déformation proches de la rupture et un cycle de contrainte appliqué à partir d'une contrainte nulle.

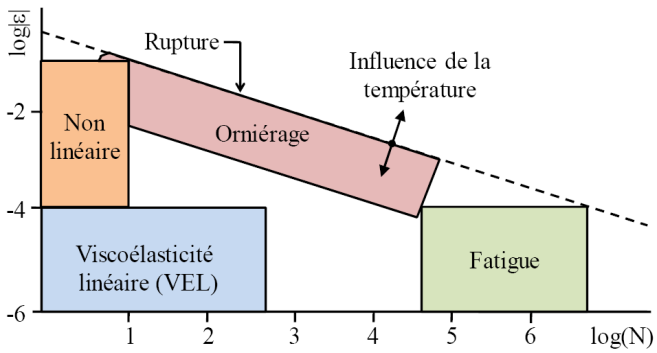


Figure 1.16. *Comportement type des enrobés bitumineux [59]*

La viscoélasticité des enrobés bitumineux se traduit par le fait qu'ils sont caractérisés par un module complexe (E*) qui varie avec les fréquences (vitesses) de sollicitation et avec les températures appliquées.

Le béton bitumineux utilisé sur le Viaduc de Millau (i.e. Orthochape®) a été testé à des fréquences et des températures qui varient, respectivement, entre 1 et 30 Hz, et entre 0 et 30°C. Les valeurs du module d'Young varient de 300 à 20.000 MPa pour ce matériau. La courbe isotherme de l'Orthochape® est présentée dans la Figure 1.17.

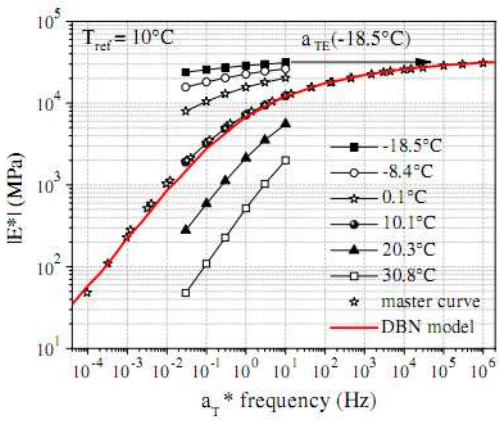


Figure 1.17. *Courbes maîtresses de* $|E^*|$ *pour* T_{ref} *= 10°C sur le matériau Orthochape® [149] [152]*

Face à des enjeux économiques considérables, tant au niveau du dimensionnement que de l'entretien de la chaussée, il apparaît nécessaire d'approfondir les études sur les matériaux de chaussées existants [125], de mettre au point des solutions innovantes de revêtements [53] [55], et de travailler sur la mise en œuvre des produits (Figure 1.18), très importante pour garantir le bon fonctionnement et la durabilité des ouvrages en service.

Figure 1.18. *Mise en œuvre et compactage de l'Orthochape® sur le Viaduc de Millau [91] [92]*

Dans cette section nous nous sommes consacrés à la présentation du tablier à dalle orthotrope associé à son revêtement. Après avoir vu le rôle potentiel joué par le revêtement, nous allons maintenant nous concentrer sur le fonctionnement mécanique de ce type de structure.

1.2. Comportement mécanique des tabliers à dalle orthotrope

Les ponts métalliques avec tablier orthotrope présentent une structure très complexe ; les différents éléments sont interdépendants du point de vue de leur comportement. En effet, une structure constituée d'une tôle soudée sur un réseau de raidisseurs trapézoïdaux continus est un système fortement hyperstatique. Les structures caractérisées par ce type de comportement ont une capacité très importante de redistribution des charges, phénomène qui assure la sécurité du système [57].

Le tablier à dalle orthotrope peut être divisé en trois systèmes pour le dimensionnement [4] :

- Système I (flexion longitudinale) : la tôle de platelage et les raidisseurs longitudinaux participent à la flexion longitudinale avec les poutres principales ou le reste du caisson ;
- Système II (flexion transversale) : le tablier est un système structural indépendant formé par la tôle de platelage, les augets et les pièces de ponts. La tôle de platelage est assimilée à la semelle supérieure des raidisseurs longitudinaux et des entretoises. Ensuite, les efforts du tablier sont transférés aux poutres principales ;
- Système III (flexion locale) : tôle de platelage, structure unique continue supportant les charges locales des roues et transmettant les réactions aux raidisseurs longitudinaux.

La tôle de platelage est l'élément le plus important de l'ouvrage ; on la retrouve dans les trois systèmes. Dans cette section on se consacre uniquement à la compréhension du comportement global des tabliers à dalle orthotrope (Système II) et des effets locaux des chargements sur la dalle (Système III).

Au droit des pièces de pont, les charges du trafic sont transmises directement de la tôle de platelage aux pièces de pont car, à ce niveau, les deux éléments fonctionnent comme un élément structural unique. Les pièces de pont directement chargées produisent des déformations de flexion ainsi que des déformations de cisaillement. L'âme des pièces de pont est fréquemment affaiblie par des découpes circulaires qui permettent le passage des augets longitudinaux (Figure 1.19) et, dans certains cas, par des trous dans la partie supérieure de l'âme dans la liaison avec la tôle de platelage (Figure 1.9). La résistance au cisaillement des âmes des pièces de ponts est réduite du fait de ces ouvertures. Le déplacement vertical d'une pièce de pont chargée crée une distribution de la charge sur les pièces de pont adjacentes non chargées. De plus, cette flèche affecte également les augets, augmentant les moments de flexion à mi-portée et diminuant les moments de flexion au niveau des appuis : liaison auget-tôle de platelage au droit de la pièce de pont [48].

L'intersection auget–pièce de pont fonctionne comme un appui qui est soumis à une rotation lorsque les efforts sont transférés. Cette rotation est due à la grande déformabilité des raidisseurs dans la région entre pièces de ponts. Cette rotation génère dans la pièce de pont des moments de flexion locale et de la torsion, association connue sous le nom de comportement hors plan (« out-of-plane ») (Figure 1.19). Ces efforts, en

cas d'amplitude très élevée, peuvent être très pénalisants en fatigue pour le détail auget–pièce de pont de la structure [110].

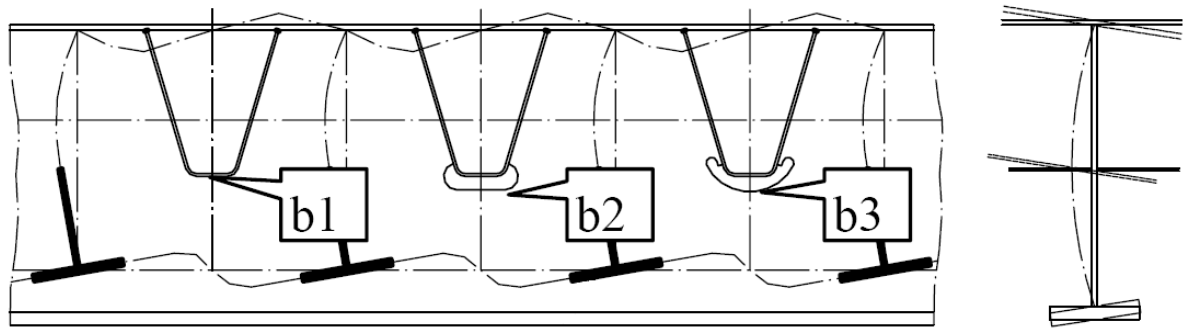


Figure 1.19. *Le comportement « out-of-plane » de la liaison auget-pièce de pont [110]*

La répartition transversale des sollicitations du trafic sur la tôle de platelage produit des efforts locaux considérables sur la dalle. Ceux-ci ont normalement deux origines, et leurs actions, dans la plupart des cas, se superposent : la flexion locale due au passage des roues de camion, et les effets de déplacement différentiel entre l'auget chargé directement et les autres qui n'ont pas été chargés. Un effort tranchant distribué d'une manière sinusoïdale sur toute la longueur de l'auget entre pièces de pont établit le transfert de l'effort de l'auget chargé à l'auget adjacent [200]. Du fait de la faible épaisseur de la tôle et du raidisseur, les moments, générés par la somme des deux actions, engendrent des contraintes locales de flexion élevées qui produisent le développement des fissures de fatigue dans la surface de la jonction auget-tôle de platelage [203]. La contrainte transversale maximale au niveau du tablier peut se produire au-dessus de l'âme rigide des poutres principales provoquée par le déplacement relatif de l'auget voisin directement chargé (Figure 1.20). Dans les ouvrages à dalle orthotrope, cette région est souvent fissurée suivant la direction longitudinale.

La conception des tabliers à dalle orthotrope peut être réalisée grâce à des méthodes de calcul analytiques ou grâce à des méthodes aux éléments finis.
Les méthodes analytiques, particulièrement celle de Pelikan-Esslinger [4] [190], sont encore utilisées, principalement dans le dimensionnement préliminaire de la tôle de platelage. Récemment, des études ont été menées en Belgique pour améliorer la méthode de Pelikan-Esslinger [48], et d'autres méthodes analytiques de détermination des contraintes de fatigue dans le détail auget-tôle de platelage ont été développées [47].
La modélisation aux éléments finis peut, quant à elle, être un complément appréciable pour l'étude des zones particulières et/ou critiques.

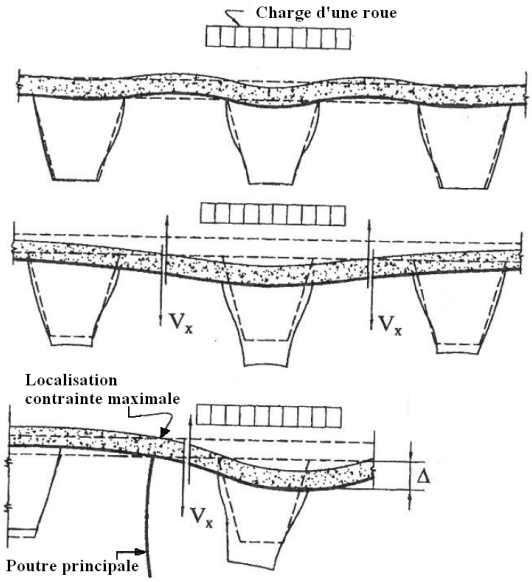


Figure 1.20. *Système III - déformations de flexion locale du tablier : superposition des effets du chargement direct et des efforts tranchants transversaux à mi-portée de la dalle [200]*

1.2.1. Méthodes de calcul analytiques

La plupart des méthodes analytiques pour le calcul des tabliers à dalle orthotrope sont basées sur la théorie des plaques orthotropes qui a été développée par Huber [94] [108]. L'équation aux dérivées partielles en déplacement des plaques homogènes élastiques linéaires à symétrie orthotrope s'écrit :

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\mathrm{H}\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y) \tag{1}$$

où « w » est le déplacement de la surface moyenne de la plaque pour l'ensemble des points (x,y), « p(x,y) » est la charge surfacique appliquée, « D_x » et « D_y » sont, respectivement, les rigidités en flexion suivant l'axe x et y, et « H » la rigidité en torsion (Figure 1.21).

$$D_x = \frac{E_x t^3}{12 \cdot (1 - v_x v_y)} \tag{2}$$

$$D_y = \frac{E_y t^3}{12 \cdot (1 - v_x v_y)} \tag{3}$$

$$H = \sqrt{D_x D_y} \tag{4}$$

Où E_x et E_y sont les modules d'Young dans les deux directions orthogonales x et y et υ_x et υ_y sont les coefficients de Poisson correspondants.

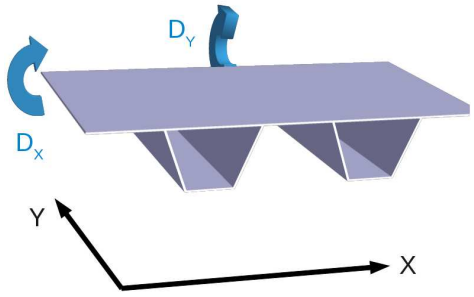


Figure 1.21. *Représentation des rigidités en flexion D_x et D_y d'une dalle orthotrope*

Les paramètres de l'équation de Huber s'expriment en fonction des caractéristiques élastiques du comportement élastique linéaire à symétrie orthotrope (matériau homogène qui suit la loi de Hooke). L'application de l'équation de Huber impose des limitations à la structure telles que :

- La contrainte normale perpendiculaire au plan moyen est négligeable ;
- Les sections planes perpendiculaires au plan moyen avant déformation restent planes et perpendiculaires à ce même plan après déformation (hypothèse de Love-Kirchoff) ;
- Les déplacements dans les directions x et y sont considérés beaucoup plus petits que sur l'axe z ;
- L'épaisseur de la dalle (t) doit être petite par rapport à ses deux autres dimensions et la charge doit être appliquée perpendiculairement à la surface de la dalle.

L'application de la théorie des plaques orthotropes dans le calcul des tabliers de ponts (tablier désigne ici uniquement le hourdis supérieur du tablier) n'est pas simple dans la mesure où les deux éléments, plaque et tablier, sont très différents. Les plaques sont continues et symétriques, les tabliers discontinus et asymétriques. La différence de rigidité des deux axes perpendiculaires du tablier est due à la géométrie de l'assemblage : tôle de platelage raidie par des augets longitudinaux et des pièces de ponts posées transversalement. Elle n'est pas due à la différence des propriétés mécaniques des matériaux suivant les axes, comme pour les plaques orthotropes. Tous les éléments du tablier sont en acier, ce qui implique un unique module d'Young et un unique coefficient de Poisson. Ce phénomène est appelé anisotropie structurale. En raison de l'orthogonalité du raidissement longitudinal et transversal et de la présence de l'anisotropie structurale, le système est appelé orthotrope : anisotrope + orthogonal.
L'asymétrie du tablier provoque la non coïncidence des plans neutres x et y, et par conséquence rend difficile la détermination des rigidités du tablier, en particulier celle de torsion (H).

Dans le cas des tabliers à dalle orthotrope la rigidité de flexion longitudinale (D_y) est toujours plus grande que la rigidité de flexion transversale (D_x), qui est normalement calculée comme celle de la tôle de platelage. Les rapports D_y/D_x varient entre 500 et 2000. La valeur de la rigidité en torsion pour les dalles

avec des raidisseurs ouverts est du même ordre de grandeur que D_x. Par conséquent, le ratio D_y/H est également élevé.

Dans la littérature, plusieurs expressions sont données pour le calcul des rigidités équivalentes des plaques orthotropes. Les équations proposées par [4] sont présentées ci-après. Les autres, issues des références [108] [180], sont exposées dans l'Annexe 1.

$$D_x = \frac{E \cdot I_{Platelage}}{s} \tag{5}$$

$$D_y = \frac{E \cdot I_{Raidisseur}}{a+e} \tag{6}$$

$$H = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\mu \cdot G \cdot K}{a+e} \right) \tag{7}$$

Dans ces expressions, « E » est le module d'Young de l'acier, « t_p » est l'épaisseur de la tôle de platelage (Figure 1.22), « s » est la distance entre deux pièces de ponts, « $I_{Raidisseur}$ » est l'inertie du raidisseur basée sur une certaine largeur participante (Figure 1.22) généralement la distance entre deux axes d'augets, « a » est la largeur de l'auget (Figure 1.22), « e » est la largeur entre deux augets (Figure 1.22), « G » est le module élastique de cisaillement de l'acier, « μ » est un coefficient de réduction qui dépend de la flexibilité de la tôle de platelage et de l'espacement entre augets et « K » est la propriété de la section qui caractérise la résistance à la torsion. Ces deux dernières variables sont identifiées dans l'Annexe 1.

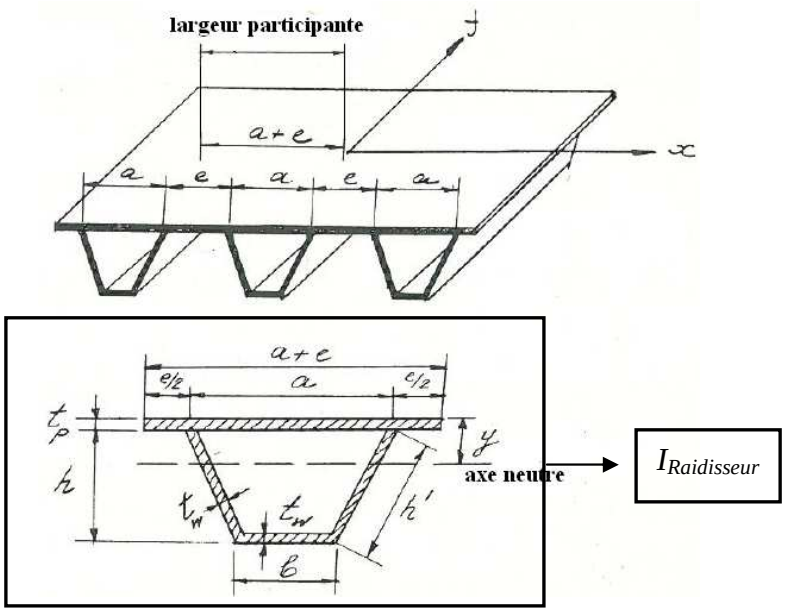


Figure 1.22. *Variables pour le calcul de la rigidité de flexion longitudinale (D_y) [190]*

La modélisation du comportement d'un tablier à dalle orthotrope par une plaque homogène orthotrope équivalente représente une approximation de la réalité, car il s'agit d'une homogénéisation radicale de la structure. Néanmoins, malgré cette approche simplifiée, différents modèles analytiques de calcul de tabliers orthotropes ont été développés en se basant sur l'équation de Huber [190].

Ces méthodes peuvent être utilisées pour déterminer les courbures, les déplacements ainsi que les contraintes dues à la flexion d'ensemble. Une méthode de calcul des contraintes dues aux effets locaux est donnée dans le paragraphe 1.2.1.4 ci-après.

L'utilisation de ces méthodes a débuté dans les années 1950 avec la première application dans la conception du pont Cologne-Muelheim en Allemagne par Cornelius [4]. L'expérience, construite sur de nombreuses réalisations accompagnées de mesures [176], a montré que la méthode analytique Pelikan-Esslinger est la plus appropriée pour le calcul des tabliers orthotropes : méthode pratique et relativement simple.

1.2.1.1. Méthode Pelikan-Esslinger

Dans la méthode Pelikan-Esslinger [4] [190] l'ensemble tôle de platelage et augets est modélisé par une plaque orthotrope homogène continue, appuyée sur les pièces de ponts supposées élastiques et sur les poutres principales supposées rigides (Figure 1.23).

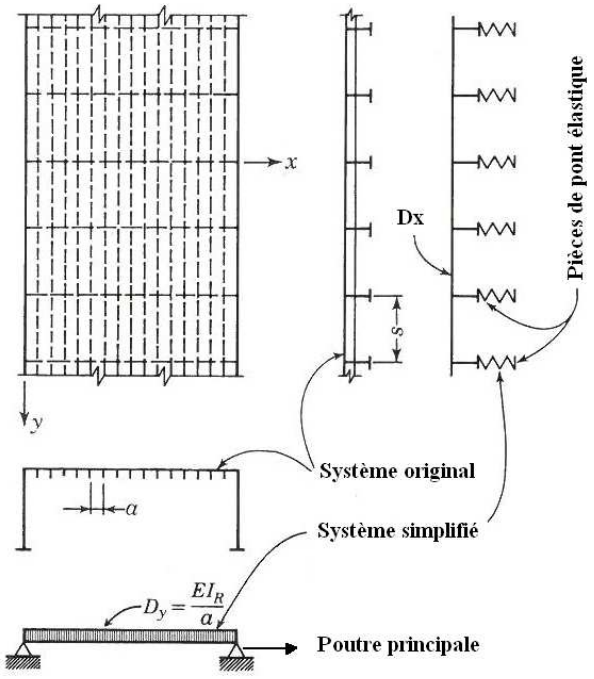


Figure 1.23. *Système simplifié de la méthode de calcul Pelikan-Esslinger [4]*

Le calcul par la méthode de Pelikan-Esslinger se fait en deux parties. Dans la première étape, les entretoises et les poutres principales sont supposées rigides. La structure est soumise à des forces extérieures (P) (Figure 1.24). Pour résoudre le système, il faut alors appliquer la théorie de la dalle orthotrope continue.

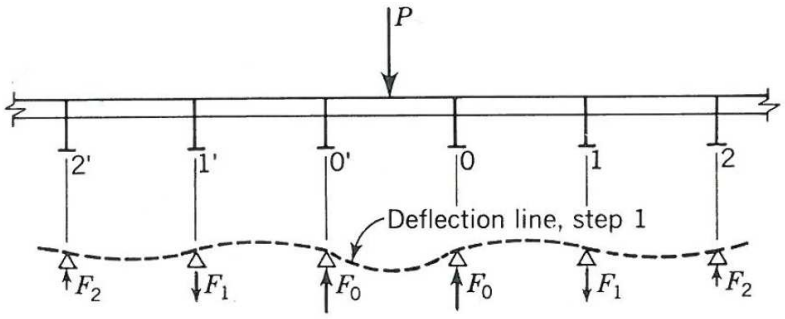


Figure 1.24. *Première étape de la méthode Pelikan-Esslinger [4]*

Suivant le type de raidisseur utilisé pour le tablier, on déduit les rigidités équivalentes de la plaque orthotrope (simplification de l'équation de Huber) :

- raidisseurs fermés : $D_x = 0$ et $H = 0$;
- raidisseurs ouverts : $D_x = 0$.

Dans la deuxième étape, les entretoises sont flexibles (appuis élastiques) et la structure n'est soumise qu'aux réactions développées dans la première étape du calcul (Figure 1.25). Du fait de la rigidité importante à la flexion de la pièce de pont par rapport à la rigidité en flexion transversale de la dalle, l'entretoise reprend presque la totalité des charges appliquées au droit des appuis. Il s'ensuit que D_x est négligeable, ainsi que H. Dès lors, la dalle se comporte comme un ensemble de poutres constituées de raidisseurs placés côte à côte et appuyés élastiquement sur les entretoises.
Le problème consiste donc à étudier une poutre continue sur appuis élastiques, à « n » travées identiques, chargée au droit des appuis.

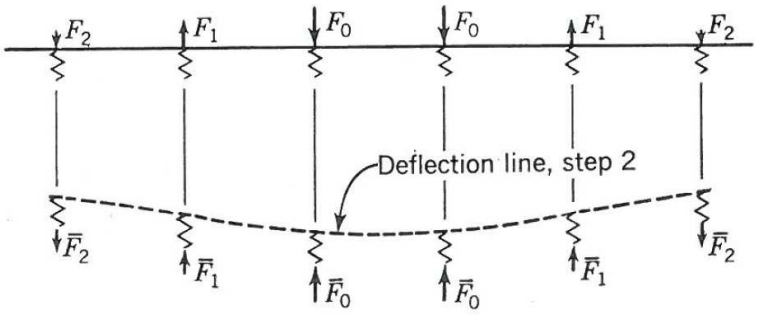


Figure 1.25. *Deuxième étape de la méthode Pelikan-Esslinger [4]*

La structure réelle est modélisée comme étant celle obtenue par sommation des deux systèmes (Figure 1.26). La méthode Pelikan-Esslinger néglige les effets de membrane et son application permet d'obtenir uniquement les déplacements et les contraintes longitudinales dues à la flexion d'ensemble de la dalle orthotrope (flexion longitudinale et transversale de la dalle orthotrope en supposant la structure porteuse rigide mais sans prise en compte des chargements locaux).

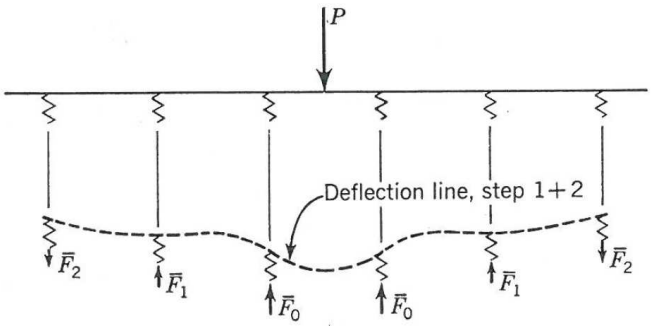


Figure 1.26. *Le produit de la somme des deux étapes de la méthode Pelikan-Esslinger [4]*

En Belgique, récemment, des études ont été réalisées pour corriger la deuxième partie de la méthode Pelikan-Esslinger. L'objectif était de prendre en compte, non seulement les déformations de flexion, mais également les déformations de cisaillement au niveau des pièces de ponts. L'effet de la correction sur cette méthode de calcul est relativement faible en ce qui concerne les réactions d'appuis des entretoises. En revanche, il peut être très important pour les moments de flexion additionnels dans les augets. La validité de la méthode proposée a été vérifiée par un calcul aux éléments finis (structure modélisée par des éléments de coque) [48].

1.2.1.2. Méthode règlementaire

Dans un souci de réduction des temps de calcul, sans compromettre la sécurité, le Sétra a prescrit une méthode de calcul de dalles orthotropes permettant de s'affranchir de l'utilisation de la théorie de plaques orthotropes. La méthode Réglementaire [57], souvent appelée méthode Sétra, est pour cette raison une simplification de la méthode Pelikan-Esslinger.

Le tablier est modélisé comme un ensemble de bandes étroites longitudinalement placées côte à côte, constituées d'un auget et de la portion de tôle supérieure participante (système considéré). La liaison transversale entre ces bandes est négligée. La méthode suppose que le raidisseur chargé reprend la totalité de la charge. La dalle est donc traitée comme une poutre continue sur appuis (système élastique équivalent) (Figure 1.27).

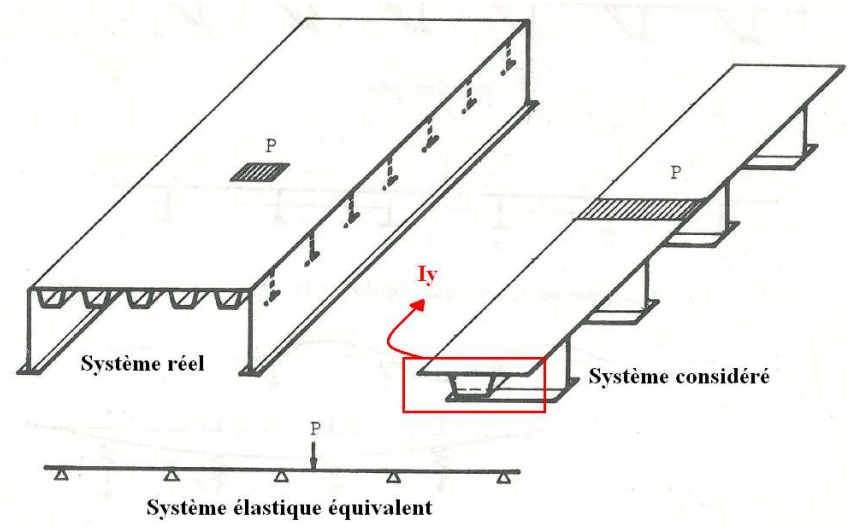


Figure 1.27. *Représentation des systèmes du modèle [57]*

Les appuis du système sont en vérité les pièces de ponts qui, en principe, sont considérées comme rigides. Néanmoins, dans la vérification des pièces de pont, on peut tenir compte de leur flexibilité. Le calcul peut donc être réalisé en deux étapes comme pour la méthode de Pelikan-Esslinger : les entretoises sont considérées, initialement, comme des appuis rigides, ensuite, comme des appuis flexibles. Les rigidités en torsion de l'auget et des pièces de pont sont négligées.

L'Eurocode 3 partie 2 [136] propose également un calcul en fatigue des raidisseurs longitudinaux avec un modèle considérant les raidisseurs comme des poutres continues sur appuis élastiques.

1.2.1.3. Méthode des poutres croisées

La méthode des poutres croisées [176] est une version plus élaborée de la méthode réglementaire. Le système considéré est du même type que celui représenté sur la Figure 1.27, mais pour cette nouvelle méthode les entretoises sont modélisées comme des poutres. La transmission de la charge d'un auget à l'auget adjacent est effectuée par l'intermédiaire des pièces de pont (Figure 1.28).

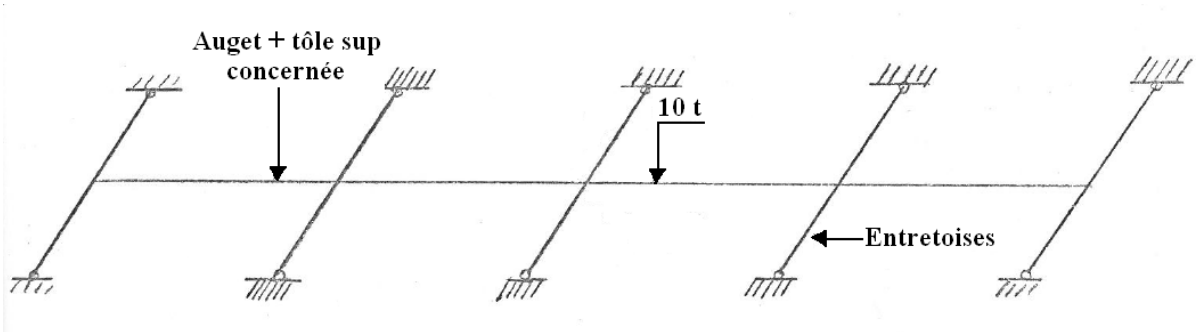


Figure 1.28. *Représentation du système élastique équivalent de la méthode poutres croisées*

Dans les modèles où la structure équivalente est constituée de poutres, la totalité de la charge est appliquée sur un seul raidisseur, ce qui ne permet pas de faire varier le positionnement transversal de la roue de camion. Par rapport à cette affirmation, une remarque historique consiste à noter que tous les calculs des tabliers orthotropes [4] [176] [190] et tous les essais expérimentaux effectués [57] [108] avant 1980 ont été réalisés avec la charge positionnée sur le raidisseur. Le choix de cet emplacement n'était pas aléatoire, car cette configuration rendait possible la comparaison des calculs réalisés par tous les modèles analytiques développés à l'époque.

1.2.1.4. Méthode de calcul des efforts locaux (Système III)

L'AISC (American Institute of Steel Construction) [4] propose un calcul des efforts locaux sur la dalle orthotrope (dus au passage des poids lourds) par addition des deux contraintes suivantes :

- les contraintes dues à l'application directe de la charge sur la tôle de platelage avec des raidisseurs rigides (premier et deuxième schémas Figure 1.29)
- les contraintes dues au transfert de la charge directement appliquée à un raidisseur aux raidisseurs adjacents (quatrième schéma Figure 1.29).

Dans la première situation, le système est constitué d'une dalle isotrope continue rigidement connectée aux parois des raidisseurs. Les augets, qui assurent la transmission de la charge appliquée aux entretoises, sont supposés ne pas se déplacer sous la charge. Le système étudié forme alors une succession de cadres reposant sur des appuis simples. Afin de déterminer les contraintes maximales et de rendre le calcul plus simple, le système réel est simplifié : la structure est supposée formée uniquement par le cadre directement chargé ; les autres cadres sont remplacés par des appuis simples au niveau des liaisons auget-tôle de platelage. Les moments obtenus par la résolution du modèle à base de poutres sont exprimés par unité de largeur de la tôle. Ceux-ci doivent être multipliés par le facteur de plaque de façon à obtenir le moment final de la plaque. Les facteurs de plaques ont été déterminés par Pelikan et Esslinger pour les moments à mi-travée et pour les moments sur appuis, et sont présentés dans les références [4] et [108].

Dans la deuxième situation, les augets de la dalle isotrope continue sont supposés se déplacer sous l'action de la charge. Le transfert de la charge du raidisseur directement chargé aux raidisseurs voisins a lieu par les efforts tranchants (V_x) dus à la flexion de la dalle du système II. « V_x » est déterminé par la première partie de la méthode de Pelikan-Esslinger. Le moment obtenu par la multiplication de l'effort tranchant et de la demi-distance entre augets (e/2) est additionné au moment acquis par le modèle cadre de poutre. Cette superposition des moments rend possible la détermination de la contrainte de fatigue au niveau de la liaison auget-tôle de platelage.

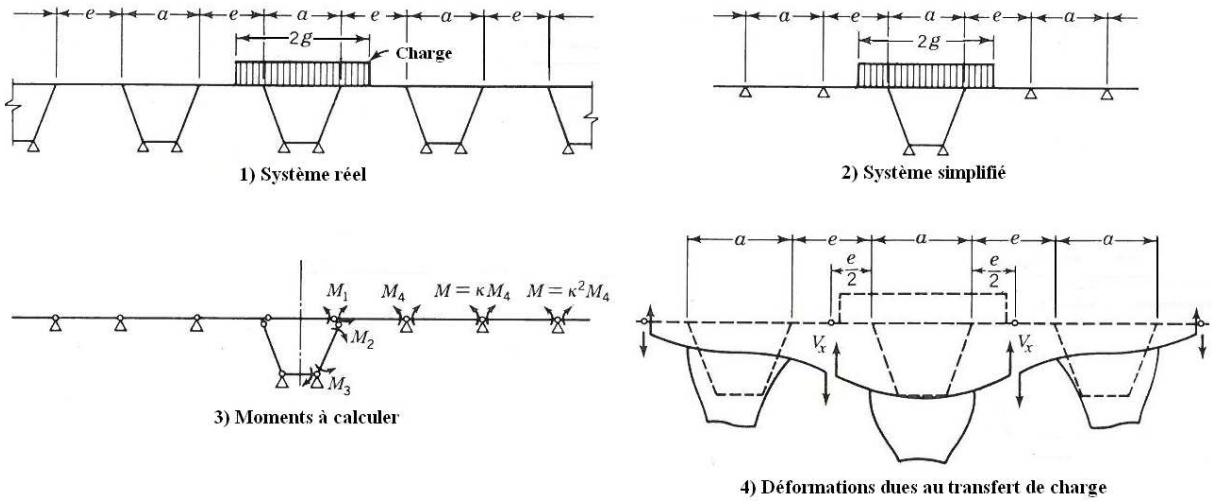


Figure 1.29. *Représentation des systèmes de la méthode de calcul des efforts locaux [4]*

Les méthodes analytiques présentent un intérêt historique. Elles permettent également de bien saisir les phénomènes en jeu au niveau de la déformation transversale de la tôle de platelage mais ne permettent pas d'évaluer avec suffisamment de précision les déformations dans l'auget.

1.2.2. Méthodes de calcul aux éléments finis

Actuellement, les logiciels de calcul aux éléments finis et les moyens informatiques associés permettent d'utiliser la méthode des éléments finis pour dimensionner précisément une structure de type dalle orthotrope et les détails d'assemblage.

Le modèle aux éléments finis doit être adapté à l'échelle de la structure que l'on souhaite traiter. Ainsi, un modèle à base de poutres convient pour représenter la structure dans sa globalité, un modèle à base de plaques ou coques est pertinent pour représenter un tronçon de l'ouvrage comportant un à plusieurs intervalles entre pièces de pont. Ce type de modèle permet d'étudier les effets des charges réglementaires (roue, tandem, charge répartie, etc.) [134].

La tôle de platelage et les augets sont toujours des éléments quadratiques et les entretoises, suivant les cas, sont définies comme des éléments triangulaires [14] [23] [88] [102] [146] ou quadratiques [203]. Pour étudier les détails d'assemblage, il est nécessaire d'utiliser un modèle à base d'éléments volumiques, en élasticité plane ou volumique [197].

Le raffinement du maillage doit être bien étudié suivant le détail de la structure analysé. Par exemple, Brisard [23] a testé plusieurs tailles de maillage en allant du plus grossier au plus fin, jusqu'à obtenir des résultats indépendants de la taille du maillage. Il a noté, en étudiant l'encastrement entre auget et tôle de platelage, qu'un maillage relativement grossier de la paroi de l'auget, avec une taille d'élément

59,7 mm x 60,0 mm, permettait d'obtenir une précision satisfaisante des contraintes dans cet élément. En revanche, il était nécessaire de diviser par deux cette taille de maille (éléments de 30 mm) au niveau de la tôle de platelage pour arriver à une bonne estimation des contraintes.

Dans la référence [203], on peut constater que lorsque les dalles orthotropes sont modélisées par des éléments de coques la contrainte membranaire est pratiquement nulle pour tous les cas de charge transversale.

La contribution mécanique du revêtement peut être prise en compte par deux types de modèle :

- Homogénéisation de la tôle de platelage et du revêtement en modifiant la surface de charge pour prendre en compte l'effet de diffusion [23] [60] [61] [200] ;
- Modélisation du revêtement au moyen d'éléments volumiques [88] [149] [150] [151] [153].

Deux cas limites sont considérés pour le comportement à l'interface [60] [61] :

- Adhérence parfaite ;
- Glissement parfait.

Parfois le revêtement n'est pas modélisé mais son effet sur la diffusion des charges de trafic est pris en compte, ce qui se traduit par une augmentation de la surface initiale du chargement [203] (Figure 1.30).

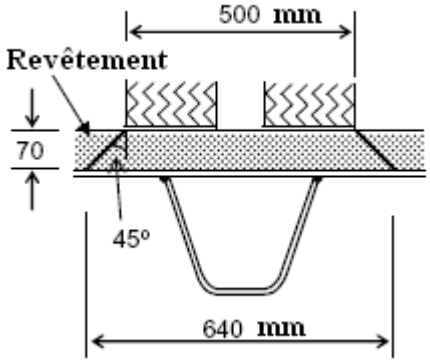


Figure 1.30. *Diffusion de la charge due à l'effet du revêtement [203]*

Dans l'étude [197], le revêtement a été modélisé avec le même maillage que la structure en acier et des éléments d'interface volumiques à huit nœuds ont été ajoutés entre la tôle et le revêtement.

L'homogénéisation tôle de platelage – revêtement et l'effet du revêtement dans la diffusion de la charge peuvent être associés aux méthodes analytiques décrites dans la section 1.2.1. Elles complètent alors l'analyse de la structure dalle orthotrope, en y intégrant la modélisation du revêtement.

Le développement de tous ces types de modèles aux éléments finis a permis d'approfondir la connaissance des paramètres significatifs pour le comportement mécanique et l'endommagement des dalles orthotropes. On note en particulier l'étude des effets suivants : parmi lesquels : variation de la dimension de la surface de charge [88] [146] (Figure 1.31), variation de la position transversale du chargement [88] [203] (Figure 1.31), variation de l'épaisseur de la tôle de platelage [146] [197] (Figure 1.32), de l'épaisseur du revêtement [197] (Figure 1.32) et de l'épaisseur de l'auget [23] [146] [203].

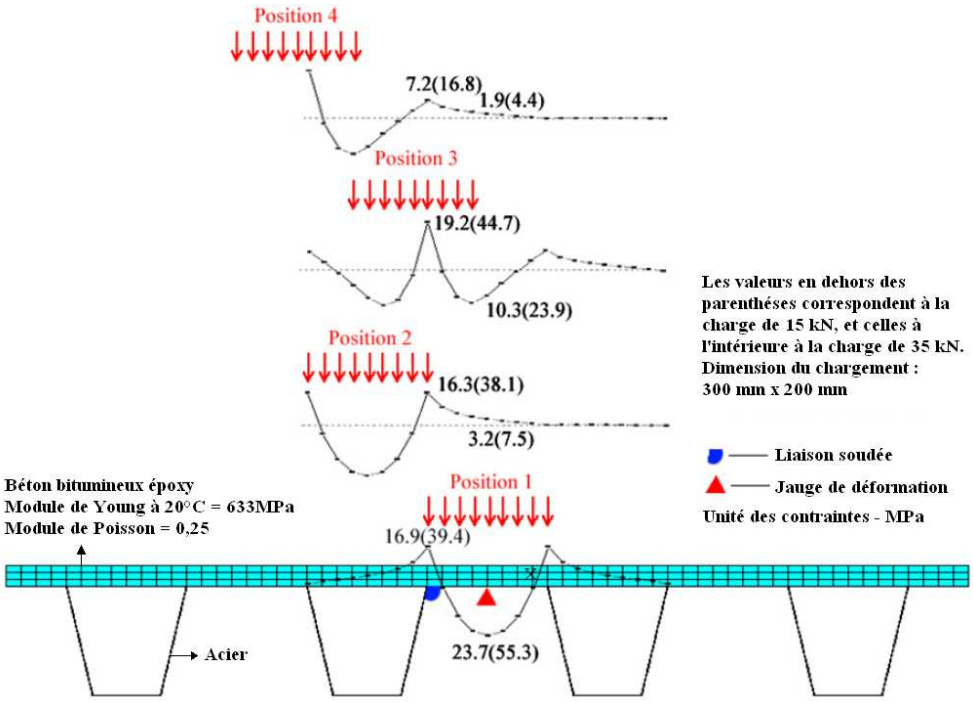


Figure 1.31.*Distribution des contraintes au-dessus de la tôle de platelage pour différentes positions de chargement [*88*]*

Afin de ne pas alourdir les modèles de calcul, les détails de soudures ne sont pas toujours représentés. On n'a donc pas accès aux points géométriques précis d'apparition des fissures, qui sont normalement le pied et la racine des cordons. Dans les modèles avec des éléments de coque, les amplitudes de contraintes sont donc calculées sur les fibres extrêmes des tôles, au point d'intersection des feuillets moyens [23].

La modélisation sans la représentation des soudures n'est pas suffisante pour l'évaluation fine des contraintes locales au niveau des soudures : contraintes de fatigue et concentrations de contraintes. Aussi, à partir du modèle initial, on peut créer un modèle réduit 2D en déformation plane de la coupe transversale autour de la zone de soudure, par exemple au niveau de la liaison auget-tôle de platelage [102] [203]. Le comportement mécanique calculé par le modèle initial fournit alors au sous-modèle des conditions aux limites en déplacement et/ou des efforts. Au niveau de ce sous-modèle, le maillage du système est très raffiné : taille des éléments de l'ordre de 0,1 mm autour de la racine et du pied du cordon de soudure [203]

(Figure 1.33). L'influence de certains paramètres sur la durée de vie des tabliers à dalle orthotrope, tels que le défaut de pénétration de la soudure et la présence des fissures de différentes tailles, peut être plus facilement évaluée par le sous modèle. Les fronts de fissures, par exemple, sont modélisés avec une maille encore plus fine, de l'ordre de 0,01 mm [102].

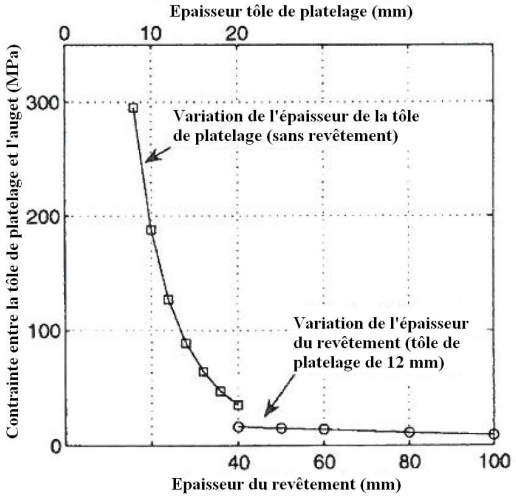


Figure 1.32. *Résultats d'un modèle élastique linéaire avec une charge d'essieu de 260 kN Système de revêtement présenté dans la Figure 1.59 de la section 1.4.2 [197]*

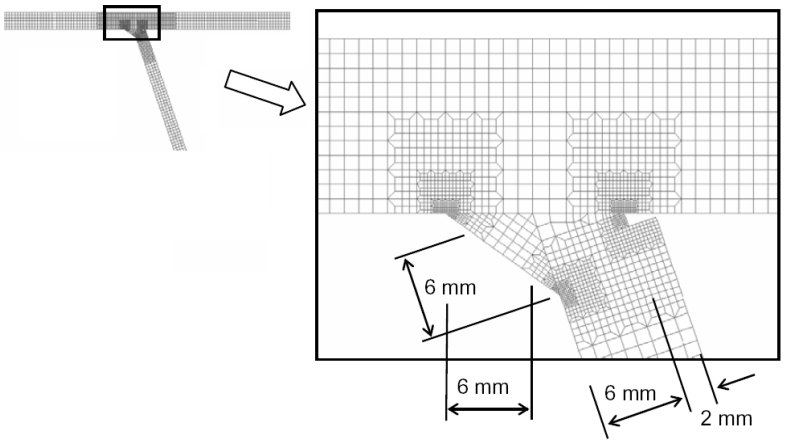


Figure 1.33. *Sous modèle 2D en déformation plane du détail auget-tôle de platelage [*203*]*

Dans cette section nous avons exposé brièvement les principes du calcul mécanique des tabliers à dalle orthotrope par des méthodes analytiques et aux éléments finis. Nous disposons donc des différents outils de modélisation, du plus grossier au plus fin. La détermination des contraintes de fatigue et l'évaluation de la durée de vie, en fonction des différents types de revêtement, est un exercice très délicat qu'il convient de valider au moyen d'essais expérimentaux. Dans la suite du Chapitre 1, nous allons étudier le comportement en fatigue de ce type de structure qui sera le sujet central de cette thèse de doctorat.

1.3. Comportement en fatigue des dalles orthotropes

Les tabliers à dalle orthotrope sont sensibles au phénomène de fatigue compte tenu des déformations locales importantes induites par les charges lourdes de trafic et de la grande quantité d'assemblages soudés présents dans ce type de structure.

La détection des sites d'amorçage est difficile car les techniques d'inspection sont limitées : les assemblages soudés sont complexes et sont souvent difficilement accessibles.

Selon Atzori [8], plusieurs facteurs rendent la conception des assemblages soudés difficile :

- le nombre élevé de soudures et la difficulté d'identifier et de sélectionner les liaisons les plus faibles de la structure ;
- la difficulté de définir les propriétés du matériau qui varient le long de la soudure et dans les zones affectées thermiquement ;
- la présence de contraintes résiduelles élevées qui varient le long de la soudure et dans la zone affectée thermiquement. Les contraintes résiduelles peuvent être locales (dues à la soudure elle-même) et structurales (en raison de l'assemblage de la structure) ;
- la difficulté de définir avec précision la géométrie du cordon de soudure : la taille, la forme et le rayon du pied de cordon de soudure qui varient même dans des opérations de fabrication très rigoureuses ;
- la difficulté de prendre en considération les effets des imperfections dus à la fabrication ;
- la difficulté de définir un modèle idéal pour la géométrie de la soudure, suffisamment précis pour l'analyse et suffisamment simple pour la réalisation industrielle ;
- le choix d'un historique des contraintes représentatif dans le temps ;
- la difficulté de proposer un critère simple de conception capable de prévoir la résistance totale en fatigue : du premier cycle appliqué jusqu'à la rupture, ou de l'amorçage et de la propagation des fissures courtes jusqu'à la propagation des fissures longues.

1.3.1. Les détails de fatigue

Dans le cadre des ponts à dalle orthotrope, les assemblages soudés les plus critiques vis-à-vis de la fatigue, d'après le retour d'expérience, sont (Figure 1.34) :

1. la liaison auget-tôle de platelage entre deux pièces de pont [14] [15] [23] [102] [146] [203] ;
2. la liaison auget-tôle de platelage au niveau de la pièce de pont [23] [50] [191] [203] ;

3. la liaison entre l'auget et la pièce de pont au niveau de la facette latérale de l'auget [191] ;
4. la liaison entre la pièce de pont et la partie inférieure de l'auget au niveau de la découpe de la pièce de pont [14] [102] [110] [146] [191] [201] ;
5. l'assemblage entre deux augets lorsque les raidisseurs sont discontinus [202].

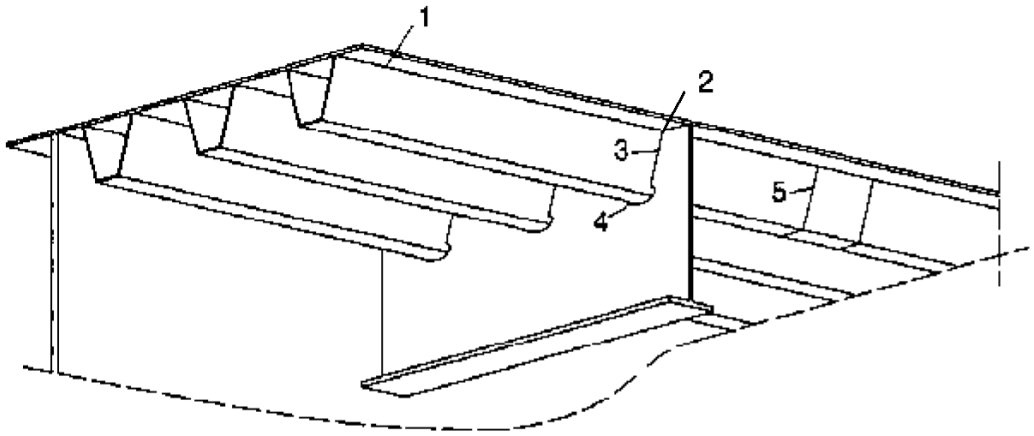


Figure 1.34. *Principaux détails de fatigue d'une dalle orthotrope [119]*

On traitera principalement le détail 1 dans le cadre de cette thèse de doctorat, car dans les ouvrages en France compte tenu de leur période de conception et des leçons tirées des défauts des premiers ouvrages, la plupart des fissures de fatigue sont localisées à cet endroit [112]. Ces fissures peuvent s'amorcer au pied du cordon de soudure et se propager dans l'épaisseur de la tôle de platelage (fissure 2 - Figure 1.35) ou de l'auget (fissure 3 - Figure 1.35) ou s'amorcer au niveau de la racine du cordon de soudure et se propager dans l'épaisseur de la tôle de platelage (fissure 1 - Figure 1.35) ou à travers la gorge de la soudure (fissure 4 - Figure 1.35). Les fissures s'amorcent dans les régions où la concentration de contrainte est la plus élevée. Le mode de fissuration 4 correspond à une pénétration insuffisante de la soudure. Pour éviter ce site d'amorçage la solution consiste à utiliser des soudures à pleine pénétration. La norme japonaise (JRA) préconise un minimum de 75% de pénétration [203], la norme américaine (AASHTO) 80% [203], et la norme européenne (Eurocode 3 partie 2 [136]) impose un défaut de pénétration inférieur à 2 mm (voir section 2.1.3.3. du présent document).

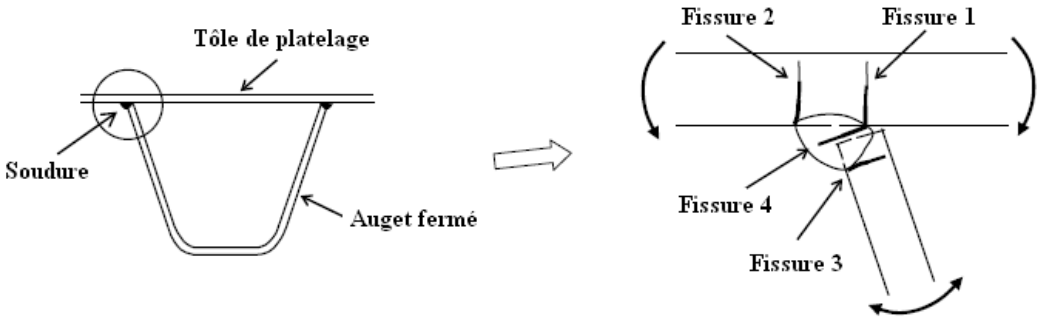


Figure 1.35. *Fissures de fatigue dans la jonction auget-tôle de platelage [203]*

Les assemblages soudés sont classés selon leur géométrie et leur mode de chargement. A chaque classe correspond une courbe S-N (variation de contrainte en échelle log. en fonction du nombre de cycle à la rupture en échelle log.) normalisée, issue de l'interprétation de nombreux essais de fatigue [69] [106]. Le détail de structure est supposé soumis à des cycles d'étendue de contrainte ($\Delta\sigma$) d'amplitude constante. Le nombre de cycles à la ruine peut être déterminé par trois critères : début du stade de propagation lente d'une fissure, apparition d'une fissure traversante, ou rupture. Les courbes préconisées par l'Eurocode 3-1-9 [135] (Figure 1.36) sont caractérisées par :

- la résistance à 2 millions de cycles (nombre choisi pour des raisons historiques et qui correspond à un nombre « raisonnable » de cycles réalisables lors de tests en laboratoire) appelée catégorie de détail ($\Delta\sigma_C$) ;
- une pente $m_1 = 3$ pour les faibles nombres de cycles ;
- une limite de fatigue ou limite d'endurance ($\Delta\sigma_D$) à amplitude constante, à 5 millions de cycles (valeur conventionnelle) :

$$\Delta\sigma_D = 0{,}74 \cdot \Delta\sigma_C \tag{8}$$

- une pente modifiée au-delà de cette limite (dans le cas de la fatigue à amplitude variable), $m_2 = 5$;
- une limite de troncature ($\Delta\sigma_L$) à 100 millions de cycles (valeur conventionnelle) :

$$\Delta\sigma_L = 0{,}405 \cdot \Delta\sigma_C \tag{9}$$

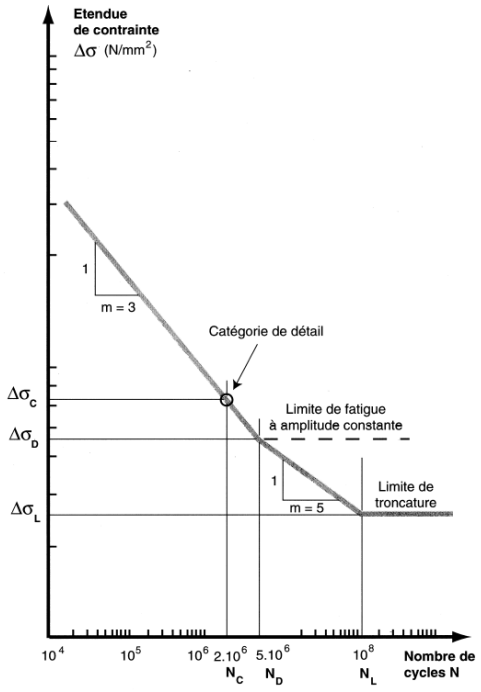


Figure 1.36. *Courbe S-N selon la norme NF EN 1993-1-9 [135]*

Dans l'approche basée sur les contraintes nominales (voir définition dans la section 1.3.2), l'Eurocode 3 partie 1-9 propose 14 courbes pour les contraintes normales, $\Delta\sigma_C$ varie entre 36 et 160 MPa. Lorsque la détermination des courbes S-N est faite par l'utilisation de la contrainte géométrique (voir définition dans la section 1.3.2), l'Eurocode 3 partie 1-9 ne donne que 3 courbes, correspondant aux catégories de détail 90 MPa, 100 MPa et 112 MPa. L'Annexe 2 présente les équations de l'Eurocode 3 qui permettent de vérifier la résistance en fatigue d'un assemblage soudé.

On note que les courbes S-N retenues par l'Eurocode 3 sont issues de données nombreuses et variables suivant les pays, et où des préoccupations de durabilité complémentaires ont pu être intégrées [119]. Par exemple, au Royaume-Uni [96] jusqu'à l'adoption de l'Eurocode 3, la limite de troncature à 10^7 cycles pouvait être supprimée pour mieux tenir compte de l'endommagement par corrosion (Figure 1.37).

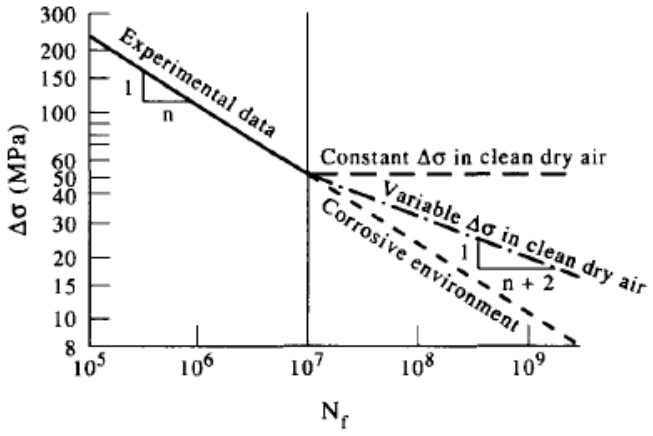


Figure 1.37. *Courbe S-N au-dessus de 10^7 cycles [96]*

Pour le détail 1 étudié (Figure 1.34), la liaison auget-tôle de platelage entre les pièces de pont, et en considérant les fissures de type 3 (Figure 1.35), le catalogue de l'Eurocode 3 partie 1-9 propose deux classes de détail basées sur les contraintes nominales : 50 MPa lorsque la soudure est à angle avec pénétration partielle et 71 MPa pour une soudure en forme de V avec pénétration partielle (Figure 1.38).

En revanche, aucune information n'est donnée concernant la vérification en fatigue du platelage (fissures de type 1 et 2) en se basant sur les contraintes nominales. Dans l'annexe B de l'Eurocode 3 partie 1-9, la classe de détail 100 MPa obtenue par la méthode dite du « point chaud » ou de la contrainte géométrique est définie pour un assemblage soudé (amorçage au pied d'une soudure d'angle dans les assemblages à croix) qui ressemble à celui étudié (Figure 1.38). A défaut d'information, les concepteurs utilisent cette classe de détail de 100 MPa ou alors, pour un calcul plus sécuritaire, celle de 71 MPa correspondant à la vérification en fatigue de l'auget.

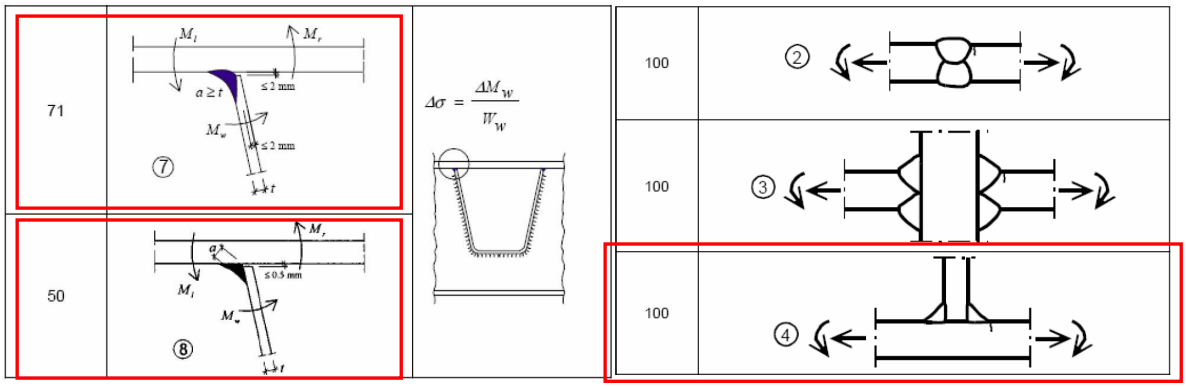


Figure 1.38. *Classes de détail fixées par Eurocode 3-1-9 [135] pour la liaison auget-tôle de platelage*

1.3.2. Définitions des contraintes de fatigue

Les méthodes courantes pour évaluer la fatigue des assemblages soudés sont basées sur la contrainte nominale appliquée au détail. Afin de surmonter les difficultés dues à la complexité de la géométrie des structures et des charges appliquées, l'approche par la contrainte géométrique ou contrainte au point chaud (σ_{HS}) a été intégrée aux normes de conception des structures. Cette nouvelle approche s'appuie simplement sur une définition plus fine de la contrainte calculée (Figure 1.39).

La contrainte nominale est calculée à partir de la résistance des matériaux (théorie des poutres ou des plaques) ou d'un modèle aux éléments finis avec un maillage grossier. L'augmentation de l'intensité de contrainte due à la configuration de l'assemblage et à la géométrie du cordon de soudure n'est pas prise en compte [93] [114] [135].

La contrainte géométrique est obtenue par extrapolation linéaire de la contrainte au point chaud à partir de mesures ou d'un modèle aux éléments finis avec un maillage fin. Elle est toujours calculée par rapport au pied du cordon de soudure en surface, et représente la somme de la contrainte membranaire et de la contrainte de flexion. La contrainte géométrique prend en compte l'augmentation de l'intensité de contrainte due à la configuration de l'assemblage mais pas l'influence de la géométrie du cordon de soudure [93] [114] [135]. La valeur mesurée ou calculée n'intègre pas le gradient de contrainte (ou concentration de contrainte).

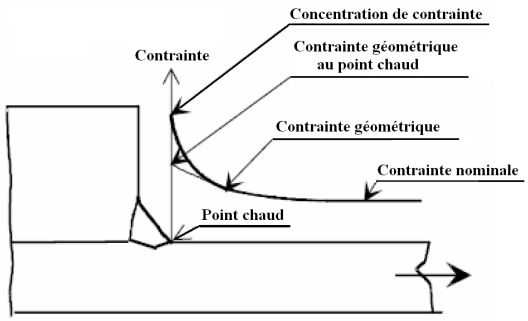


Figure 1.39. *Définition des contraintes dans un assemblage soudé [*119*]*

Les deux approches, en contrainte nominale et en contrainte géométrique, ont des limitations importantes : le choix de la classe de détail peut être très subjectif et aucune ne prend en compte l'effet de l'épaisseur du métal de base.
Lorsqu'une soudure est réalisée sur une section plus épaisse, elle a tendance à présenter une résistance à la fatigue plus faible pour le même niveau d'effort appliqué [175]. L'écart peut être évalué par l'utilisation de l'expression suivante [8] :

$$\frac{\Delta\sigma_{A1}}{\Delta\sigma_{A2}} = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^{0.326} \tag{10}$$

Cet effet d'échelle est inclus dans d'autres méthodes [7] [8] [45] [173] conçues à l'origine pour prévoir les effets des concentrations de contrainte dans les pièces pleines. Ces méthodes ont ensuite été adaptées pour évaluer le comportement en fatigue des assemblages soudés : l'approche par le facteur d'intensité de contrainte (ou facteur d'entaille) et la méthode des distances critiques [45]. Ces deux méthodes sont capables de prévoir la limite en fatigue des assemblages soudés avec un excellent degré de précision, mais la méthode des distances critiques est plus facile à utiliser et s'ajuste plus facilement aux interfaces des logiciels de calcul aux éléments finis. En revanche, ces méthodes n'ont pas encore été appliquées aux détails de fatigue des dalles orthotropes.

La méthode par le facteur d'intensité de contrainte [7] [8] [45] est une modification de l'approche par la mécanique linéaire de la rupture (voir section 2.3.4.3.). Un nouveau paramètre est défini, le facteur d'entaille, basé sur la définition d'un champ de contrainte exponentiel, à proximité de l'extrémité d'une entaille en V de rayon très petit au niveau du pied du cordon de soudure, dont dépend la résistance en fatigue. Cette méthode tient compte du gradient des contraintes et des caractéristiques de propagation des fissures courtes dans le matériau. L'évaluation numérique des contraintes doit être effectuée par un modèle de calcul aux éléments finis (en 2D déformation plane ou en 3D) avec une maille très fine.

La méthode des distances critiques [45] [173] définit les critères de rupture basés sur les contraintes dans la région où il existe une concentration de contrainte. La distance critique est exprimée grâce à une longueur L dépendant de la limite d'endurance ($\Delta\sigma_D$) et de ΔK_{seuil} :

$$L = \frac{1}{\pi} * \left(\frac{\Delta K_{seuil}}{\Delta\sigma_D}\right)^2 \tag{11}$$

On suppose que la valeur de L est une constante du matériau, indépendante de l'entaille et de la géométrie de l'éprouvette. Les deux méthodes des distances critiques les plus simples sont : la méthode du point, qui utilise la valeur de la contrainte à une distance égale à L/2 du point de contrainte maximale, et la méthode

de la ligne, qui utilise l'effort moyen suivant la ligne en commençant au point de contrainte maximale et en terminant à une distance égale à 2L. Pour appliquer ces méthodes, il faut obtenir la courbe contrainte-distance (σ – r) par un modèle aux éléments finis. L'association de la méthode basée sur la courbe de Wöhler et celles des distances critiques est utilisée [172] pour la détermination de la durée de vie des assemblages soudés, soumis à des historiques de chargement uniaxial ou multiaxial, d'amplitude variable.

1.3.3. Les schémas d'extrapolation linéaire pour détermination de la contrainte géométrique du détail auget-tôle de platelage

La détermination expérimentale de la résistance en fatigue des assemblages soudés par la contrainte géométrique s'appuie sur les résultats de mesures de déformation dans la structure à proximité du point analysé. La Figure 1.40 montre comment la distribution des contraintes varie dans l'épaisseur d'une pièce en s'approchant de l'assemblage soudé. À une distance de « 0,4 t » – où « t » représente l'épaisseur de la pièce – la composante non linéaire qui correspond au gradient de contrainte du détail de fatigue disparaît quasiment et la distribution est pratiquement linéaire. Ce constat est utilisé [15] [93] [140] dans la technique d'extrapolation pour déterminer les contraintes géométriques au pied du cordon (point chaud). La déformation utilisée pour l'extrapolation doit être mesurée sur deux points en surface au-delà de « 0,4 t ».

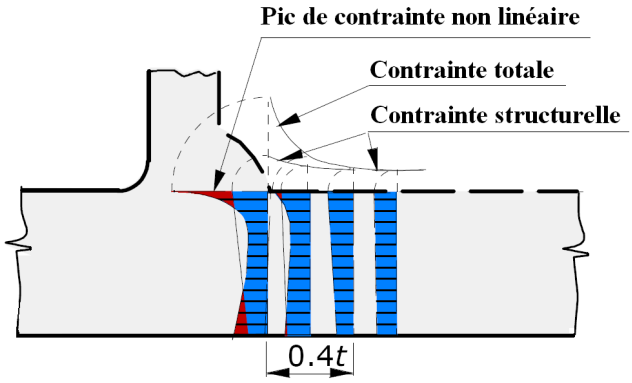


Figure 1.40. *Variation des contraintes dans l'épaisseur [*140*]*

A partir de ce constat, plusieurs schémas d'extrapolation ont été proposés pour obtenir les contraintes géométriques des assemblages soudés [15] [93] [140] à partir des mesures et des modèles de calcul aux éléments finis.

Concernant le détail auget-tôle de platelage, deux schémas principaux sont fournis (Figure 1.41) :

1. celui de l'étude CECA [15] : extrapolation à partir des jauges de déformation situées à 25 mm et 50 mm du pied de cordon de soudure ;
2. celui de l'institut international de soudure (IIS) [93] : extrapolation à partir des mesures de déformations situées à « 0,4 t » et « t » du pied de cordon de soudure, représentée par :

$$\sigma_{HS} = 1{,}67 \cdot \sigma_{(0{,}4t)} - 0{,}67 \cdot \sigma_{(1{,}0t)} \quad (12)$$

Le schéma IIS peut être appliqué aux modèles éléments finis avec un maillage fin : la longueur du premier élément aux alentours du point chaud ne doit pas dépasser « 0,4 t » et le second « 0,6 t » dans la direction du chargement. Si le maillage est plus grossier (avec une taille de l'élément de l'ordre de « 1,0 t ») le schéma doit être modifié selon l'équation 13 ci-dessous :

$$\sigma_{HS} = 1{,}50 \cdot \sigma_{(0{,}5t)} - 0{,}50 \cdot \sigma_{(1{,}5t)} \quad (13)$$

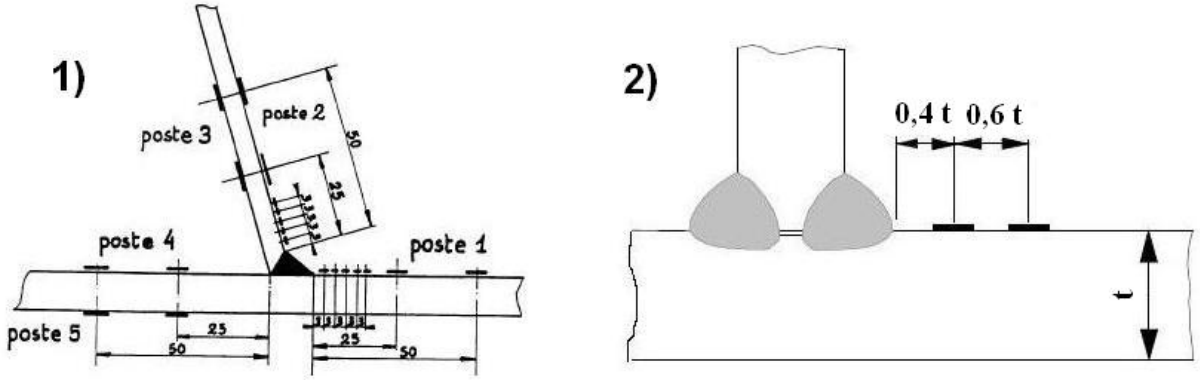


Figure 1.41. *1) Position des jauges d'extensométrie de l'étude CECA [15] ;*
2) Schéma d'extrapolation institut international de soudure [93]

1.3.4. Identification expérimentale et numérique de la résistance en fatigue de l'assemblage auget-tôle de platelage

Le schéma d'extrapolation CECA a été proposé lors d'essais de fatigue (20 essais au total) effectués sur de petites éprouvettes (Figure 1.42) dans le cadre d'une collaboration IRSID – LCPC en 1990 [15]. Les tests consistaient à soumettre les éprouvettes à des chargements de flexion trois points.

L'instrumentation (Figure 1.41 -1) a été inspirée d'autres essais du même genre, réalisés entre 1985 et 1988 par Thonnard et Janss [179]. Complétant les jauges utilisées pour l'extrapolation, des chaînettes (ensemble de 5 jauges de longueur 2 mm écartées les unes des autres de 3 mm) ont été collées à 3 mm du pied du cordon de soudure pour mesurer l'effet de concentration de contrainte dans la liaison auget-tôle de platelage.

La Figure 1.43 - Poste 1 montre le gradient des contraintes mesurées dans la tôle de platelage. Ce graphique permet de constater que la déformation varie quasi-linéairement en fonction de la distance au pied du cordon de soudure au delà de 12 mm. En revanche, sur la Figure 1.43 – Poste 2, on remarque que les

déformations mesurées sur la facette latérale de l'auget ont une tendance à la linéarité, sans aucun signe d'effets de concentration de contrainte.

Les contraintes de fatigue obtenues sur la tôle de platelage sont supérieures d'environ 15% à celles de l'auget (comparaison entre le poste 1 et le poste 2 de la Figure 1.43).

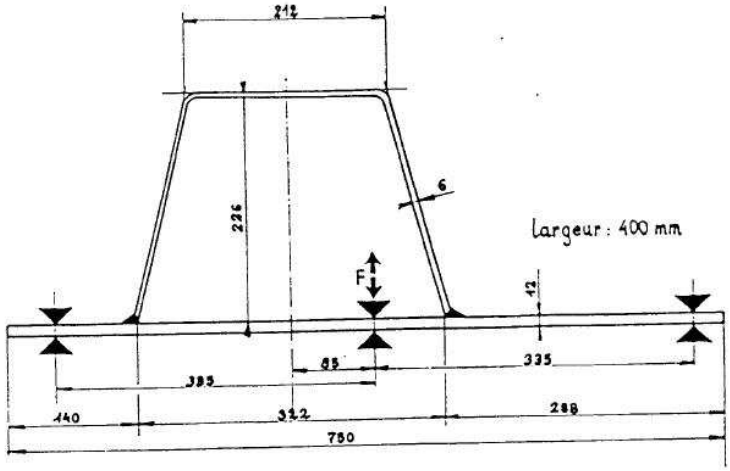


Figure 1.42. *Géométrie des essais CECA [15]*

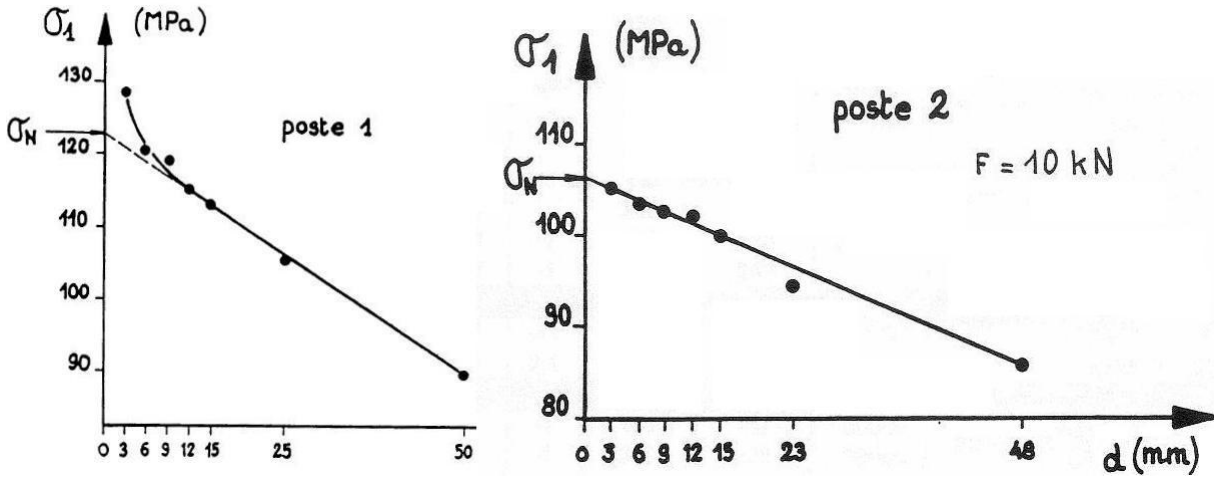


Figure 1.43. *Résultats des essais expérimentaux CECA [15]*

De plus, sur les deux graphiques de la Figure 1.43, on remarque que les contraintes géométriques obtenues sont des contraintes de traction alors que, dans le cas d'un trafic réel, ce sont des contraintes de compression. Ceci s'explique par le sens de chargement différent dans le cas des essais CECA. La fatigue se produit toutefois également en compression, en raison des contraintes résiduelles de traction présentes dans la soudure, comparables à la limite élastique de l'acier. Ces contraintes sont le résultat des effets thermomécaniques du processus de soudage. Lors de la mise en charge du joint soudé, le champ de

contrainte résiduelle vient s'ajouter aux contraintes dynamiques et diminue d'autant l'endurance de la structure sollicitée [22] [41].
Compte tenu de l'intensité et du signe des contraintes résiduelles, on considère généralement que l'effet du rapport $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ est négligeable sur la résistance en fatigue [8].

Les résultats de l'étude CECA du comportement à la fatigue, complétés par ceux obtenus par Dijkstra en 2000, sont rapportés sous la forme d'une courbe S-N, Figure 1.44 extraite de la thèse de Kolstein [103] avec quelques modifications. Les essais réalisés dans les deux laboratoires sont comparables car le même schéma d'extrapolation a été utilisé. De plus, les qualités d'exécution des soudures dans les deux cas conduisent à l'amorçage des fissures de fatigue dans la tôle de platelage au pied du cordon de soudure. Ces conditions sont principalement réalisées lorsque le manque de pénétration de la soudure n'excède pas 1 mm. Dans le cas où le cordon de soudure présentait un manque de pénétration supérieur à 2 mm, les fissures de fatigue s'amorçaient de façon préférentielle au niveau de la racine du cordon de soudure.

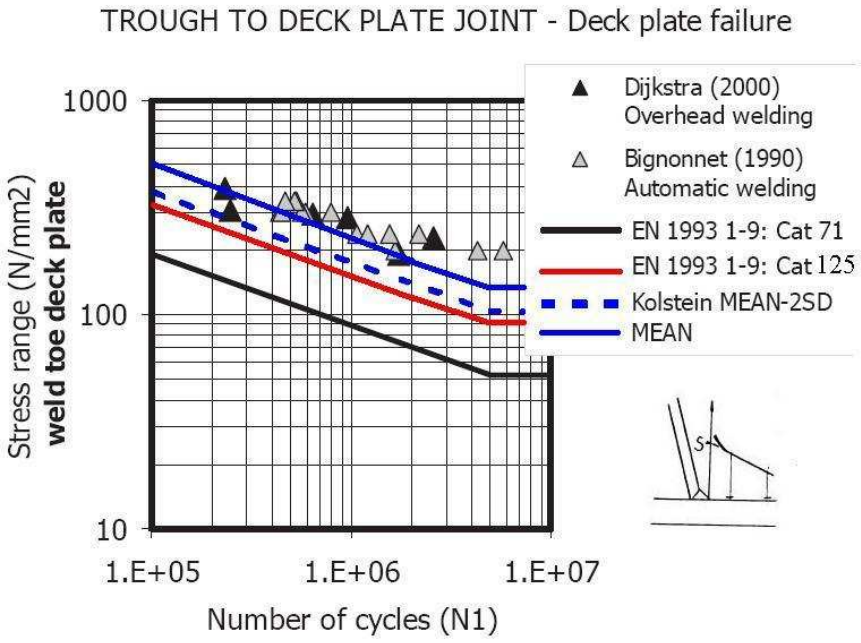


Figure 1.44. *Courbe S-N des essais de fatigue et catégorie de détails [103]*

La détection de l'amorçage de la fissure de fatigue au pied du cordon de soudure est possible par une inspection visuelle, ce qui constitue un avantage par rapport aux sites qui ne sont pas accessibles. Dans les essais du rapport CECA, l'amorçage de fissures de fatigue de 0,3 mm a été détecté par une technique d'extensométrie décrite dans le rapport de recherche. Le critère d'arrêt de l'essai de fatigue pour définir le nombre de cycles à rupture correspondait à l'apparition d'une fissure débouchante sur la partie supérieure de la tôle de platelage. Cependant ce choix correspond à une perte de rigidité locale significative.

On constate que les résultats obtenus par Dijkstra confirment ceux de Bignonnet du rapport CECA [15]. La catégorie de détail 71 MPa a été choisie pour la courbe S-N de conception dans l'Eurocode 3 partie 1-9. Sur la base des résultats obtenus pour des soudures réalisées par des procédés de soudage automatique industriels, Kolstein considère ce choix comme exagérément conservatif. Les résultats expérimentaux représentés en échelle logarithmique ont été interprétés par une régression linéaire avec une pente fixée à 1/3. La variation de contrainte à 2×10^6 cycles ainsi obtenue était égale à 183 MPa. Kolstein a proposé une catégorie de détail de 125 MPa : cette valeur est située 58 MPa en dessous de la valeur moyenne calculée par la régression linéaire et 15 MPa en dessous de la moyenne diminuée de deux valeurs d'écart type. Les différentes courbes S-N sont rapportées sur la Figure 1.44. La limite d'endurance de la courbe S-N de catégorie de détail 125 MPa a été placée à 5×10^6 cycles et est égale à 92,5 MPa.
La réévaluation de la catégorie de détail proposée par Kolstein modifie significativement les calculs de vérification du comportement en fatigue au niveau de la conception, et une étude de sensibilité est nécessaire pour en quantifier les effets. En suivant cette proposition, le calcul de vérification en fatigue d'une structure en service doit être réalisé avec la courbe S-N donnée par le modèle de régression linéaire des résultats expérimentaux et une limite d'endurance égale à 135 MPa, située à 5×10^6 cycles.

Toujours dans le détail auget-tôle de platelage entre pièces de pont, pour les fissures de type 3 (Figure 1.35) amorcées dans les soudures à pénétration partielle avec $a \geq t$, Kolstein [103] [119] propose également une réévaluation de la classe de détail de 71 MPa à 90 MPa.

Passons maintenant à l'identification des contraintes de fatigue dans les modèles aux éléments finis : Brisard [23] a utilisé le schéma IIS représenté dans la Figure 1.41 pour obtenir à partir de ce modèle la contrainte géométrique sur le platelage au niveau de la liaison auget-tôle de platelage au droit d'une pièce de pont, et une extrapolation quadratique à trois points pour avoir les contraintes de l'auget et du platelage de la liaison auget-tôle de platelage entre deux pièces de ponts.

Dans l'article [203], aucune extrapolation linéaire des déformations n'a été réalisée pour déterminer les contraintes de fatigue. La contrainte considérée est celle obtenue par la déformation d'un élément du modèle situé à une certaine distance du pied et de la racine du cordon de soudure (voir Figure 1.45).
Si on observe les résultats obtenus par le modèle, les contraintes de fatigue sur la tôle de platelage sont supérieures de 55% (dépendant du cas de chargement) à celles de l'auget. Une constatation similaire a été observée dans l'étude CECA, mais la différence entre ces deux contraintes est beaucoup moins importante (environ 15%).

Dans le cadre de la même étude, un modèle global de la structure et un sous-modèle de la liaison auget-tôle de platelage ont été développés (voir section 1.2.2). Les deux modèles présentent des résultats identiques pour les contraintes sur la tôle de platelage sauf à proximité du pied du cordon de soudure. Le sous-modèle

est le seul à permettre la visualisation de l'effet de concentration de contrainte. En ce qui concerne la comparaison des contraintes dans l'auget, il n'existe pas de raccordement entre les deux modèles, ce qui suggère que la prise en compte de la géométrie du cordon et du degré de pénétration de la soudure est très importante pour obtenir les bonnes contraintes dans l'auget.

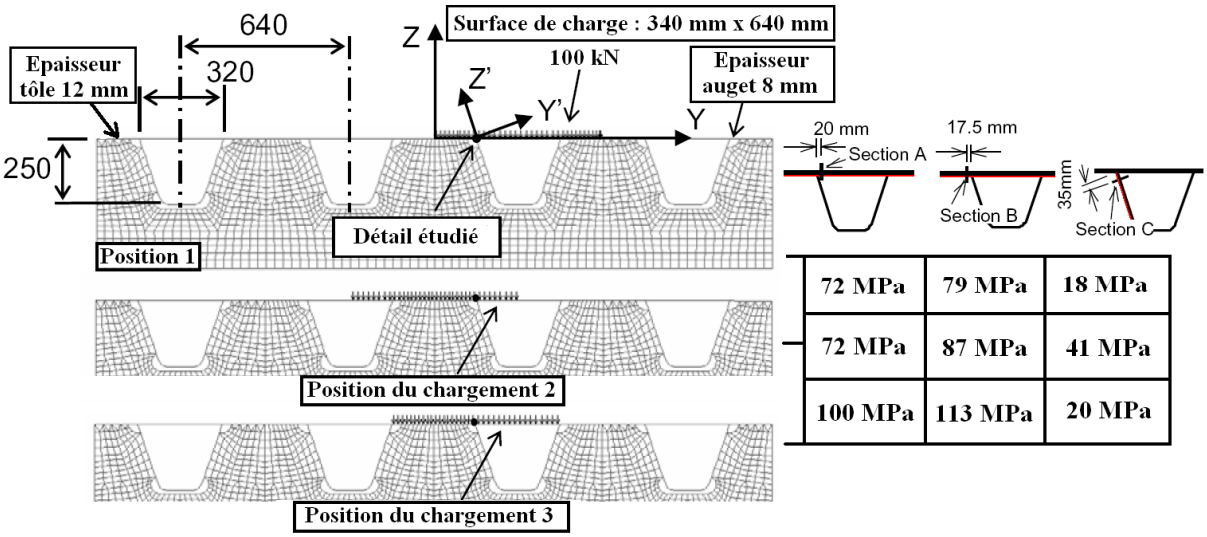


Figure 1.45. *Résultats des contraintes locales à proximité du cordon de soudure de la liaison auget-tôle de platelage entre pièces de ponts du modèle global proposé par [203]*

Nous notons toutefois que l'influence du revêtement est négligée dans le modèle présenté ci-dessus. Ce modèle devra donc être adapté pour évaluer l'apport du revêtement sur la réduction des contraintes de fatigue.

Une fois les contraintes déterminées on passe au calcul en fatigue du détail étudié (liaison auget-tôle de platelage entre pièces de pont). Dans la littérature, deux méthodes ont été déjà appliquées aux tabliers à dalle orthotrope : la règle du cumul linéaire de l'endommagement qui utilise les courbes S-N (ou courbes de Wöhler) et la mécanique linéaire de la rupture.
La première approche est simple à mettre en place. Elle permet de calculer la durée de vie de l'ouvrage. Elle est donc adaptée à la phase de conception. En revanche, la mécanique linéaire de la rupture permet de suivre la propagation des fissures (vitesse de propagation). Elle constitue donc un outil adapté à la phase de maintenance. Chacune des méthodes présente son intérêt, elles seront donc toutes deux traitées dans la suite de ce chapitre.

1.3.5. Application de la règle du cumul linéaire de l'endommagement

La règle du cumul linéaire de l'endommagement est appliquée lorsque les étendues de contraintes ne sont pas d'amplitude constante. Le passage des différentes charges de camions sur un ouvrage en est un exemple.

Pour procéder à la vérification en fatigue d'une dalle orthotrope, le trafic peut être caractérisé par l'un des cinq modèles de charge de fatigue de l'Eurocode 1-2 [134] ou par un trafic réel.

Les modèles LM 2 (Figure 2.29) et LM 4 (Figure 2.30) de l'Eurocode 1-2 sont présentés dans le Chapitre 2 section 2.2.2 de cette thèse. Par ailleurs, les enregistrements de trafic peuvent être exploités par le logiciel Pollux (anciennement logiciel Castor), développé à IFSTTAR [15] [67], en se basant sur le calcul des effets du trafic à l'aide de lignes ou surfaces d'influence, et sur l'application de la méthode de comptage des cycles (méthode de la goutte d'eau ou rainflow [1] [63]) pour obtenir les histogrammes de contrainte.

Une fois les cycles comptés, tout en prenant en compte les étendues de contraintes associées, on crée les classes de contraintes. Dans chaque classe *i* sont regroupés tous les cycles appartenant aux étendues de contrainte qui se trouvent dans une fourchette ($\Delta\sigma_i - \varepsilon/2$; $\Delta\sigma_i + \varepsilon/2$), « $\Delta\sigma_i$ » définissant ainsi une telle classe *i* et « ε » le degré de précision d'un histogramme.

Chaque classe est maintenant considérée comme une étendue de contrainte à amplitude constante ($\Delta\sigma_i$) qui agit un nombre « n_i » de fois. On calcule l'endommagement « D_i » provoqué par les « n_i » répétitions de l'étendue de contrainte « $\Delta\sigma_i$ ». On calcule ensuite l'endommagement cumulé (D_d) dû à toutes les classes de contraintes en appliquant la règle de Palmgren-Miner (1945) [11] [109] [118] :

$$D_d = \sum D_i = \sum \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \leq 1{,}0 \qquad (14)$$

Dans cette équation « N_{Ri} » est l'endurance correspondant à l'étendue de contrainte « $\Delta\sigma_i$ ».

Pour le format de vérification, le paragraphe A.6 de la norme EN 1993-1-9 [135] spécifie : « il convient, pour la vérification à la fatigue à partir de l'endommagement cumulé, de satisfaire à l'un des critères :

- sur la base de cumul d'endommagement (équation 14) : $D_d \leq 1{,}0$
- sur la base de l'étendue de contrainte : $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \sqrt[m]{D_d} \cdot \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$, avec m = 3 »

Brisard [23] a mis en évidence, sur la base de cette méthode de calcul, des durées de vie en fatigue très basses au niveau de l'auget pour le détail de fatigue auget-tôle de platelage entre deux pièces de ponts et des valeurs incohérentes par rapport à la norme européenne. L'Eurocode 3 partie 2 [136] mentionne dans

l'annexe C qu'aucune vérification en fatigue n'est nécessaire lorsque l'épaisseur du platelage vaut 14 mm et celle du revêtement 70 mm. Cependant, Brisard a obtenu pour cette même configuration une durée de vie de seulement 8 ans (modèle de charge de fatigue LM 4 longue distance et utilisation de la loi de distribution probable de la charge de l'Eurocode 3-2 pour un nombre de véhicules annuel égal à 2.10^6). Lorsqu'il a vérifié la tenue en fatigue de la tôle de platelage pour cette même structure, il a trouvé une durée de vie infinie.

Xiao [203] n'a pas évalué les contraintes dans l'auget (valeurs basses par rapport à celles dans la tôle - Figure 1.45). Il a alors obtenu pour un trafic réel d'un autopont au Japon une durée de vie comprise entre 50 et 160 ans, variable suivant la position du chargement et la position de l'amorçage de la fissure au niveau de la soudure. Les durées de vie sont supérieures en considérant l'amorçage au niveau du pied du cordon plutôt qu'au niveau de la racine, car il est recommandé d'utiliser une catégorie de détail différente : 71 MPa pour la racine et 90 MPa pour le pied du cordon de soudure.

La comparaison entre la résistance en fatigue produite par un trafic type Eurocode et un trafic réel (Hollandais) a été faite en [109] ; l'étude a mis en évidence le caractère sécuritaire des règlements.

Il ressort de ces tentatives d'application que la règle de Miner ne peut pas fournir d'estimation précise de la durée de vie réelle d'un ouvrage.
Cette méthode de calcul en fatigue est de surcroît très critiquée, étant donné qu'elle est mal vérifiée par l'expérience. Ainsi, le dommage en fatigue n'est pas proportionnel au rapport n / N, car pour un essai d'endurance à un niveau unique d'étendue de contrainte, les derniers cycles sont forcément plus endommageants que les premiers. Par ailleurs, cette règle néglige les interactions importantes entre les dommages créés par les différents niveaux de contraintes. On ne peut pas évaluer comment la variation aléatoire des contraintes, l'ordre du passage des poids lourds, influencent l'endommagement. En définitive, elle ne tient donc pas compte de l'histoire du matériau, en ce sens que chaque cycle de contrainte crée, pour un même niveau, un dommage constant, quel que soit le nombre de cycles déjà réalisés.

Le calcul de durée de vie est également très sensible aux erreurs de calcul des contraintes de fatigue puisque celles-ci interviennent à la puissance 3, ou à la puissance 5 dans la courbe de Wöhler. Utilisée surtout avec l'approche des contraintes nominales, cette règle ne rend pas suffisamment compte de l'effet sur la durée de vie de la géométrie du détail et du critère de ruine adopté. En outre, elle ne concerne qu'un nombre restreint de détails constructifs, de conditions aux limites et de types de chargement.
Pour un assemblage donné, cette technique demeure hypersensible au choix de la catégorie de détail de cet assemblage, ce qui reflète l'influence importante de la limite d'endurance et de la limite de troncature des courbes S-N utilisées.

Contrairement à la règle du cumul linéaire de l'endommagement, les méthodes avec l'approche de la mécanique de la rupture sont moins sensibles à cette notion de catégorie de détail, ce qui, de surcroît, semble plus réaliste en raison des incertitudes inhérentes à l'élaboration expérimentale des courbes S-N utilisées [15] [69] [103] [108] [165].

1.3.6. Calcul à la fatigue des dalles orthotropes basé sur la mécanique linéaire de la rupture

La mécanique linéaire de la rupture est l'application de la mécanique des milieux continus à un élément de structure soumis à des conditions aux limites qui supposent l'existence d'une fissure de longueur initiale « a_0 » dans la structure étudiée, le reste de l'élément étant soumis à des contraintes modérées régulièrement variables [73]. Le temps de propagation de cette fissure « N_p », jusqu'à une longueur finale « a_f », associé au nombre de cycles d'amorçage « N_0 », correspond à la durée de vie totale d'une structure « N_t » [15] [16] [104] [113].

$$N_t = N_0 + N_p \tag{15}$$

Dans le cas des aciers pour les ponts à dalle orthotrope, le nombre de cycles à l'amorçage représente moins de 20% du nombre de cycles total, et dans la plupart des cas il n'est pas pris en compte [15].

La propagation d'une fissure sous l'effet de la variation des contraintes est conditionnée par le fait que « ΔK », le facteur d'intensité de contrainte (exprimé en $MPa \cdot \sqrt{m}$), qui décrit la divergence locale des contraintes autour du point de fissure, dépasse un seuil critique. Un tel comportement, allié à la répétition des charges, entraîne la fatigue du matériau dont la résistance décroît avec l'augmentation du nombre de cycles de chargement.

Calculer la progression d'une fissure au sein d'un assemblage soudé par application de la mécanique de la rupture signifie que, pour chaque cycle ou groupe de cycles de contrainte, on suit la loi d'évolution du facteur d'intensité de contrainte.

Le modèle de Paris est la forme la plus simple pour écrire la loi de propagation, et s'écrit :

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \left(\Delta K - \Delta K_S\right)^m \tag{16}$$

La durée de vie s'obtient par l'intégration de ce modèle de « a_0 » à « a_f » et s'écrit :

$$N_t = N_0 + \frac{1}{C} \int_{a_0}^{a_f} \frac{da}{(\Delta K - \Delta K_S)^m} \tag{17}$$

Dans ces équations « C » et « m » sont des constantes caractéristiques du matériau et « ΔK_S » est la valeur seuil en dessous de laquelle la fissure ne se propage pas (Figure 1.46). Cette valeur seuil est également une caractéristique du matériau.

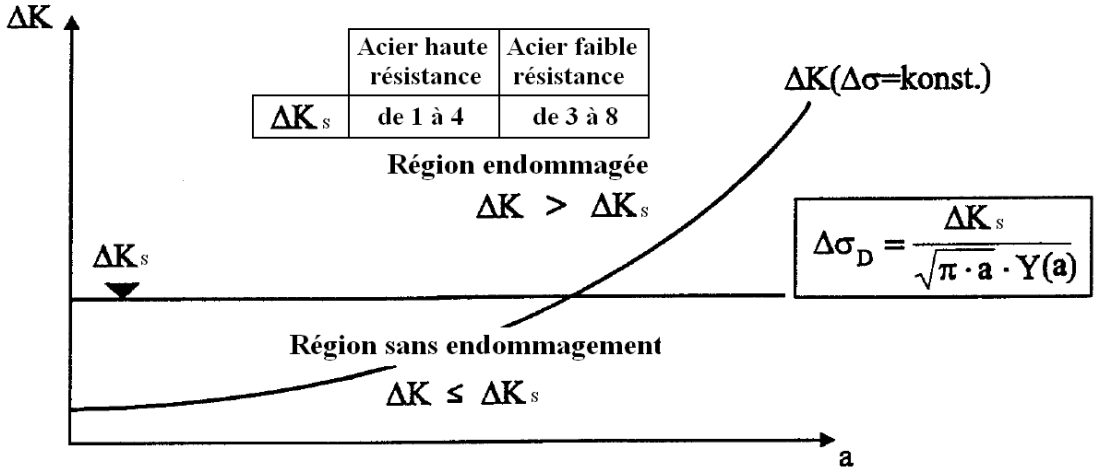


Figure 1.46. *Evolution du facteur d'intensité de contrainte en fonction de la taille de la fissure [165]*

Pour pouvoir appliquer une telle méthode, il est nécessaire de déterminer « ΔK » qui s'écrit généralement :

$$\Delta K = \sqrt{\Pi a} \cdot \Delta\sigma \cdot f(a) \tag{18}$$

Où, « Δσ » est la variation de contrainte dans la section passant par le point étudié de la structure fissurée, et « f (a) » ou « Y (a) » est la fonction de forme qui tient compte de la géométrie de la structure fissurée. Si on connaît « ΔK_S » et la classe de détail de la liaison soudée analysée « $\Delta\sigma_C$ » (donc on connaît également la limite d'endurance – par l'équation 8), on peut savoir à partir de quelle taille de fissure on commence à considérer la propagation des fissures longues en appliquant l'équation présentée dans la Figure 1.46. Les fissures longues ne se propagent pas au-dessous du seuil, ce qui n'est pas le cas pour les courtes. La vitesse de propagation des fissures courtes est ralentie par la présence des obstacles structuraux : joints des grains par exemple. Une autre représentation de la différence de comportement des fissures courtes et des fissures longues est visible sur le diagramme de Kitagawa [73].

Des essais spécifiques sont réalisés afin de déterminer les paramètres de la loi de Paris. Normalement ils sont corrélés par la relation linéaire de Gurney (Figure 1.47). Cependant, les valeurs issues de la littérature pour les aciers des dalles orthotropes montrent que ce rapport n'est pas toujours respecté (Tableau 1.1).

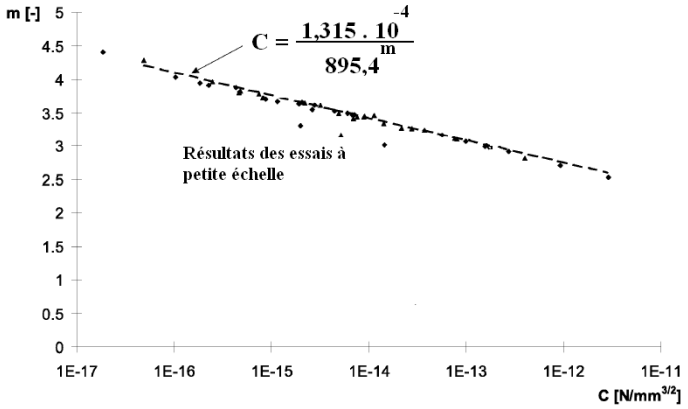


Figure 1.47. *Corrélation entre les paramètres « C » et « m » par rapport à Gurney [165]*

Détail étudié	Auget-tôle de platelage [15]	Auget-tôle de platelage [203]	Liaison entre raidisseurs [202]
C	8.10^{-12}	$2{,}7.10^{-11}$	$1{,}5.10^{-11}$
M	2,85	2,75	2,75

Tableau 1.1. *Valeurs de « C » et « m » de la littérature pour les aciers des ponts à dalle orthotrope*

Les principaux avantages de cette méthode de calcul se résument dans la prise en compte des éléments suivants :

- l'influence des paramètres géométriques des détails ciblés ;
- la sensibilité par rapport à la taille du défaut initial « a_0 », permettant de suivre l'évolution de la fissure;
- la nature du matériau via ses caractéristiques ;
- le type de chargement, permettant la prise en compte des évolutions possibles du trafic d'une manière plus réaliste.

Cette approche est très utile pour le calcul de la durée de vie résiduelle des ouvrages qui présentent des éléments structuraux fissurés. La taille d'une fissure peut alors être connue ou estimée lors de l'inspection de l'ouvrage et utilisée dans les études complémentaires éventuelles après inspection [6] [15] [36] [50] [113] [135] [207].

Compte tenu de la complexité du calcul pour déterminer les facteurs d'intensité de contrainte [73] [107] [169], l'approche proposée par Miner basée sur les courbes S-N est privilégiée par les ingénieurs pour calculer une dalle orthotrope en fatigue.

Les facteurs d'intensité de contrainte sont calculés par les sous modèles aux éléments finis [34] [35] [102] ou analytiquement par les équations de Newman et Raju [100] [132] [161]. Les détails sur le calcul de « ΔK » sont présentés dans l'Annexe 3.

Pour décrire l'endommagement de l'assemblage auget-tôle de platelage, on peut distinguer trois phases : l'amorçage de la fissure, la propagation verticale à travers l'épaisseur de la tôle de platelage, et la propagation horizontale (Figure 1.48). Si l'amorçage a lieu au niveau du pied de cordon de soudure de l'auget, on ne considère que les deux premières étapes de la fissuration.

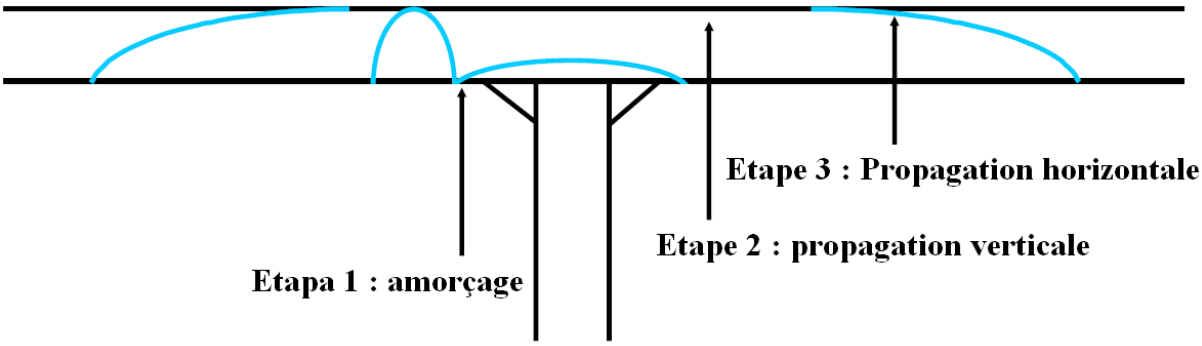


Figure 1.48. Les *étapes de propagation des fissures dans un pont à dalle orthotrope [*51*]*

Dans la littérature concernant le calcul par la mécanique linéaire de la rupture des ponts à dalle orthotrope, seule la deuxième étape est prise en compte [34] [102] [203]. La première étape ne peut être obtenue qu'expérimentalement, car elle dépend de la microstructure de la région autour des soudures. Dans la plupart des cas, cette détection est très difficile à quantifier. Normalement la longueur de la plus petite fissure détectable est prise comme la longueur initiale des fissures (a_0) pour la deuxième étape du calcul. Les essais CECA ont montré que dans des contextes particuliers, exécution soignée des soudures et meulage des bords, le nombre de cycles de la phase d'amorçage peut dépasser celui de la phase de propagation de la fissure à travers la tôle de platelage.

La troisième étape de propagation de la fissure n'est jamais calculée, mais elle peut être très importante si on veut avoir une idée de la durée de vie résiduelle d'un ouvrage. Connaître l'évolution de la longueur de la fissure dans le temps s'avère important pour évaluer la périodicité des visites des ouvrages, ou pour déterminer des critères d'alarme sur la longueur maximale de fissure admissible [36] [44].

Kiss [102] a calculé la durée de vie de la liaison auget-tôle de platelage en considérant l'endommagement à partir du pied de cordon de soudure de l'auget. La fissure est donc supposée traverser l'épaisseur de l'auget : « a_0 » pris égal à 0,1 mm et « a_f » à 6 mm. Le facteur d'intensité de contrainte a été calculé par la

méthode aux éléments finis décrite dans l'Annexe 3. Les résultats sont présentés dans la Figure 1.49 pour trois conditions différentes de trafic.

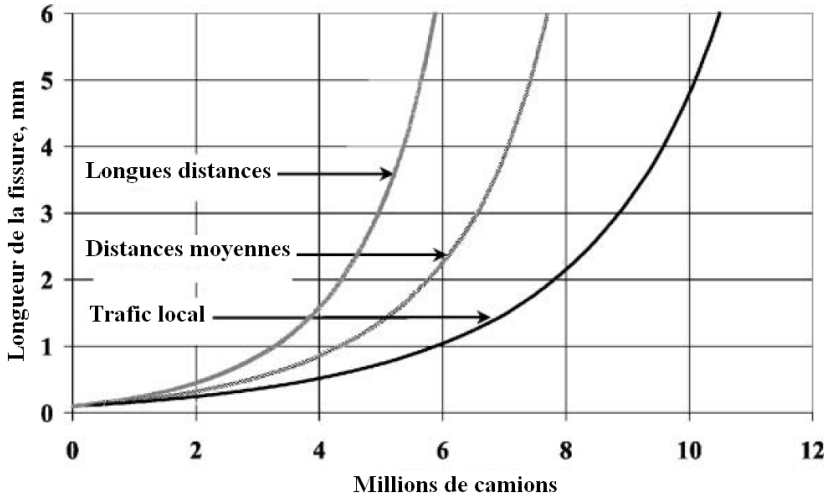


Figure 1.49. *Courbes de propagation des fissures dans la liaison auget-tôle de platelage au niveau de l'auget [102]*

Si on considère un trafic longue distance avec un nombre de véhicules par an égal à 2.10^6 et en considérant que 50% du trafic passe par la position transversale définie dans l'étude, on obtient une durée de vie de 6 ans. Ce détail de fatigue est très critique pour les structures à dalle orthotrope comme l'avait déjà remarqué Brisard (voir section 1.3.5) [23] en appliquant la méthode de Miner.

Nous n'avons pas retrouvé cette similarité entre les résultats d'un calcul par la mécanique à la rupture et par un calcul d'endommagement lorsque le détail analysé est la liaison auget-tôle de platelage avec la fissure qui traverse l'épaisseur du platelage, comme le montre la section suivante.

1.3.7. Application de la mécanique de la rupture à des ouvrages réels

Les trois ouvrages considérés dans les références [15] [33] [34], à savoir le pont de Caronte, l'autopont de Montlhéry et l'autopont de Choisy-le-Roi, ont été instrumentés par un système de jauges de déformations placées à quelques millimètres du pied du cordon de soudure pour la détermination des contraintes géométriques. L'expérience porte sur la liaison auget–tôle de platelage entre entretoises. L'endommagement est considéré comme traversant l'épaisseur de la tôle, allant d'une longueur initiale « a_0 » à une longueur finale « a_f » correspondant à l'épaisseur du platelage. Les principales caractéristiques géométriques sur les trois ouvrages sont :

- ✓ épaisseur tôle de platelage : Caronte, 12 mm ; Montlhéry, 10 mm ; Choisy-le-Roi, 10 mm ;
- ✓ augets trapézoïdaux d'épaisseur : Caronte, 6 mm ; Montlhéry, 5 mm ; Choisy-le-Roi, 6 mm.

L'application de la mécanique de la rupture prévoit le calcul de ΔK_S à partir des limites de fatigue (5.10^6 cycles) données par les courbes S-N pour les différentes classes de détail. Ce sont les classes qui permettent de comparer les durées de vie obtenues par les approches de Miner et de la mécanique de la rupture pour une même résistance d'assemblage.

Comme nous l'avons mentionné précédemment, en mécanique de la rupture, ΔK_S est la valeur du facteur d'intensité de contrainte au-dessous de laquelle il n'y a pas de propagation, donc pas de risque de rupture par fatigue. Dans l'approche de Miner, la contrainte de la courbe S-N à 5.10^6 cycles correspond également à cet état de non propagation. Il y a toutefois une différence fondamentale entre les deux approches : certains cycles de grande amplitude initient une fissure au début de la vie de l'ouvrage, et des cycles plus petits contribueront à sa propagation dans l'approche par la mécanique de la rupture. Au contraire, dans l'approche de Miner, pour une courbe S-N donnée, la limite de troncature (10^8 cycles) est constante dans tout le calcul, quels que soient les dépassements de la limite de fatigue. Plus cette limite est élevée, plus le modèle ignore une grande partie de l'histoire du chargement de l'ouvrage. Ainsi, pour les classes élevées, le modèle de Miner fournit des valeurs de durées de vie de plus en plus surévaluées par rapport à la mécanique de la rupture. Cette remarque est mise en évidence sur la Figure 1.50 ci-après :

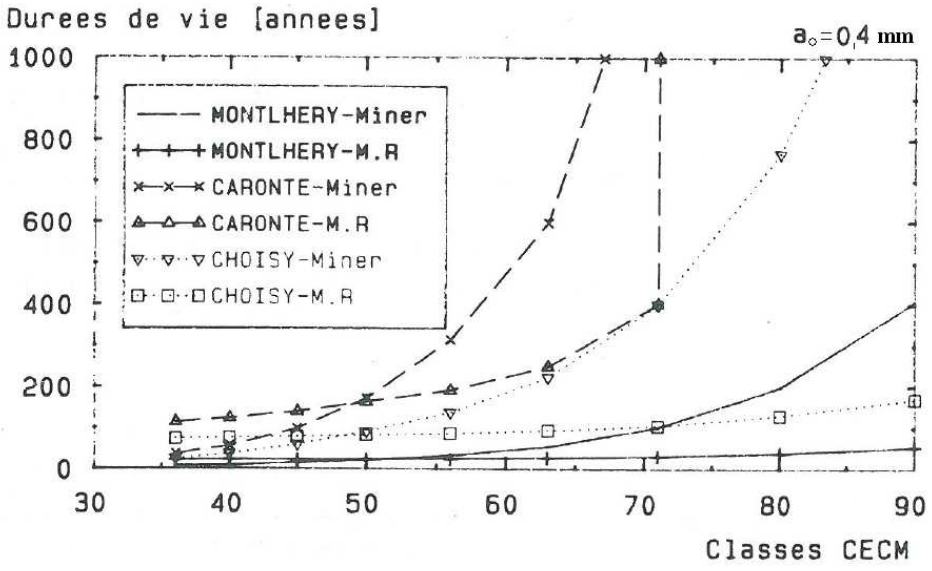


Figure 1.50. *Influence de la classe de détail sur la durée de vie des ouvrages [34]*

D'une classe à la suivante, les durées de vie calculées par le modèle de Miner augmentent de 60% à 80%, alors que, pour la mécanique de la rupture, l'augmentation reste dans des proportions de 10% à 30% en général. Ceci semble plus réaliste et surtout plus cohérent avec les incertitudes inhérentes aux courbes S-N, et prouve les limites du modèle de Miner, pourtant plus fréquemment adopté en raison de sa simplicité.

L'influence du défaut initial sur la durée de vie a aussi été observée pour les trois ponts dans le cas où les classes de détails ont été fixées : 50 MPa et 71 MPa. Les résultats sont présentés sur la Figure 1.51.

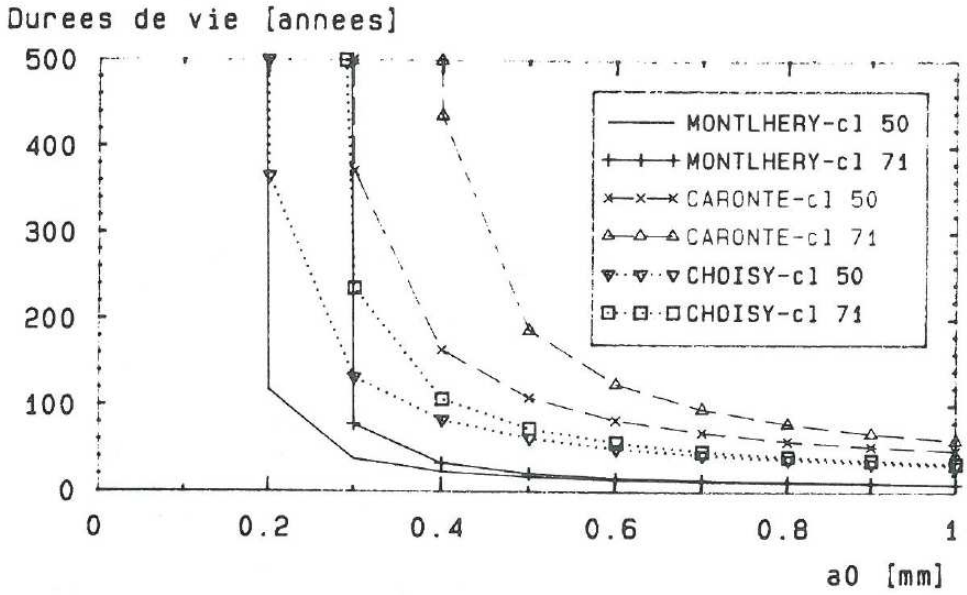


Figure 1.51. *Influence de la taille du défaut initial sur la durée de vie des ouvrages [34]*

Pour les trois ouvrages, il existe une valeur minimale de « a_0 » en dessous de laquelle la fissure ne se propage pas : pour le pont de Caronte, entre 0,3 mm et 0,4 mm suivant la classe retenue ; pour les autoponts de Montlhéry et Choisy-le-Roi, entre 0,2 mm et 0,3 mm. Au-dessous de cette limite, les durées de vie décroissent d'abord très rapidement puis se stabilisent. Ceci permet de quantifier l'effet des irrégularités de surface et l'importance d'une bonne exécution des soudures afin de rester voisin ou inférieur à la valeur limite de « a_0 ».

Pour l'autopont de Montlhéry, où les soudures n'étaient apparemment pas de très bonne qualité, le choix de la classe 50 semblait cohérent, car conduisant à des durées de vie calculées de l'ordre de 20 ans. En réalité, les premières fissures traversantes ont été observées après une dizaine d'années.

Dans ce chapitre nous avons vu l'importance de la détermination des contraintes pour la vérification en fatigue des dalles orthotropes. Une grande partie du travail réalisé dans le cadre de cette thèse sera consacrée à l'identification expérimentale des contraintes géométriques au point chaud : pied du cordon de soudure sur la tôle de platelage et sur l'auget. Différentes configurations de tabliers ont été testées : différentes épaisseurs de tôle de platelage et de revêtement, et aussi différentes natures de revêtement. Les données expérimentales recueillies permettront le contrôle des calculs futurs. L'objectif est de sortir de l'empirisme actuel qui ne permet pas de faire évoluer la conception et qui ne garantit pas non plus des durées de vie satisfaisantes en fatigue.

Poursuivant l'état de l'art nous allons présenter les méthodes de réparation des dalles orthotropes endommagées par les phénomènes de fatigue. A la fin du Chapitre 1, nous introduirons une solution innovante pour la conception des revêtements des tabliers à dalle orthotrope et/ou leur réparation, à travers la présentation du matériau BFUP (Béton Fibré à Ultra Hautes Performances).

1.4. Méthode de réparation des tabliers à dalles orthotropes

La fissuration en fatigue constitue l'un des problèmes majeurs constatés par l'expérience de la gestion des tabliers de pont à dalle orthotrope. Des fissures apparaissent sur les tôles de platelage et peuvent déboucher à la surface supérieure du revêtement. Leur effet étant de nature à menacer sérieusement la sécurité de l'ouvrage (par exemple, rupture locale sous essieu dans le Viaduc de Richemont), quelques systèmes ont été imaginés pour proposer des solutions de réparation.

L'objectif est toujours d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la structure, et par conséquent sa résistance en fatigue. Les méthodes de réparation sont principalement de deux types :

- sans modification du revêtement : réparation des cordons de soudure, remplacement ou renforcement des parties métalliques (auget, tôle de platelage, pièce de pont, etc.) ;
- avec modification du revêtement : ajout d'une couche supplémentaire, remplacement total par une couche plus épaisse du même matériau d'origine, ou remplacement total par une couche d'un nouveau matériau plus résistant.

Le type de réparation adopté entraîne des durées de vie résiduelles différentes. Le choix dépendra de la position géographique et stratégique de l'ouvrage (l'impact d'une coupure partielle ou totale de l'ouvrage), des contraintes de poids propre, de l'objectif de prolongation de la durée de vie de service et du coût.

Ces différentes techniques seront présentées au travers d'exemples français et étrangers, en mentionnant également le retour d'expérience associé.

1.4.1. Méthodes de réparation sans modification du revêtement

En France, les problèmes de fissuration dus à la fatigue dans les dalles orthotropes ont surtout concerné le patrimoine des Viaducs Métalliques Démontables (VMD), mais aussi le cas du Viaduc de Richemont. A l'apparition des premières pathologies, les études sur ce phénomène étant encore rares, les réparations mises en œuvre ont été principalement des réparations réalisées sur la structure en acier.

La première solution de réparation consiste à remplacer ou renforcer les cordons de soudure. Cette technique s'est avérée inappropriée car en peu de temps (parfois un an comme pour le Viaduc de Richemont [37]), de nouvelles fissures sont à nouveau apparues.

Dans le cas des augets discontinus, une autre solution consiste à rétablir la continuité des augets. Il s'agit d'une méthode complexe qui a été expérimentée sur quelques cas [112] seulement. En effet, l'expérience ayant très vite montré que l'utilisation des raidisseurs discontinus n'était pas appropriée, ce type de conception a très rapidement disparu (voir section 1.1.3.2).

La réparation peut également consister à remplacer une partie de la tôle de platelage endommagée par une autre de même épaisseur ou parfois plus épaisse. Une méthode similaire consiste à ajouter une ou deux plaques métalliques en surépaisseur de la tôle ou de l'auget endommagée, par soudage [52] ou bien par boulonnage (Figure 1.52) : cas du viaduc de Richemont [37] ou des travaux menés au Japon [204] (Figure 1.53).

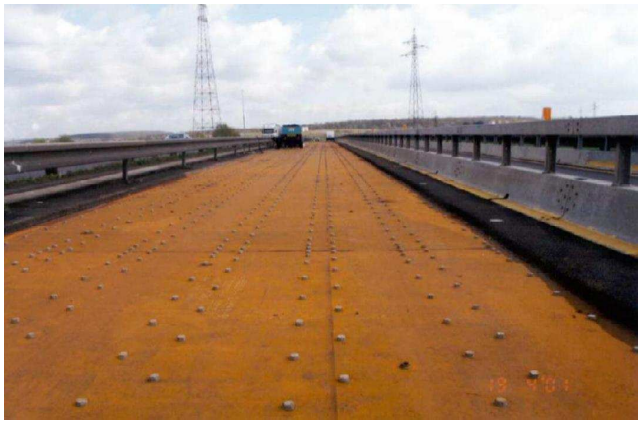


Figure 1.52. *Boulonnage de plaques sur une tôle de platelage (photo du LRPC de Nancy) [112]*

Cette procédure de réparation sur le Viaduc de Richemont devait être provisoire, en attendant que l'étude du projet de remplacement de l'ouvrage soit achevée. Cette solution « provisoire » a supporté pendant quelques années l'action d'un trafic autoroutier de poids lourds très important. Les effets dynamiques de ces derniers se sont fait sentir dans les zones d'about du pont, aux endroits où les camions entrent sur le tablier. A ces emplacements précis, la densité des boulons aurait dû être accrue pour éviter le desserrement, voire la rupture des boulons, ce qui s'est finalement produit. Ces désordres s'expliquent aussi par la pénétration d'huile provenant du complexe couche d'étanchéité–roulement, qui a pu s'infiltrer par les trous de percement des boulons de la tôle supérieure. Par la suite, la présence de cette huile a empêché l'injection d'une résine à l'interface entre les deux tôles. Par ailleurs, les boulons en saillie ont causé des dégradations du revêtement sous l'effet du trafic [112].

Des groupes de recherche japonais ont travaillé également sur d'autres solutions de réparations telles que : l'ajout de sections en T en sous-face de la partie inférieure de la tôle de platelage au droit des raidisseurs longitudinaux (Figure 1.53), le remplissage des augets trapézoïdaux par du mortier léger et l'addition d'augets plats entre ceux déjà existants (Figure 1.54), de façon à réduire les moments locaux appliqués sur

les tôles de platelage [204]. Quelques études complémentaires à cette dernière technique sont menées concernant la connexion entre l'auget supplémentaire et la tôle de platelage. Ces propositions de réparation présentent l'avantage de ne pas imposer de perturbation du trafic, tous les travaux étant effectués sous la structure.

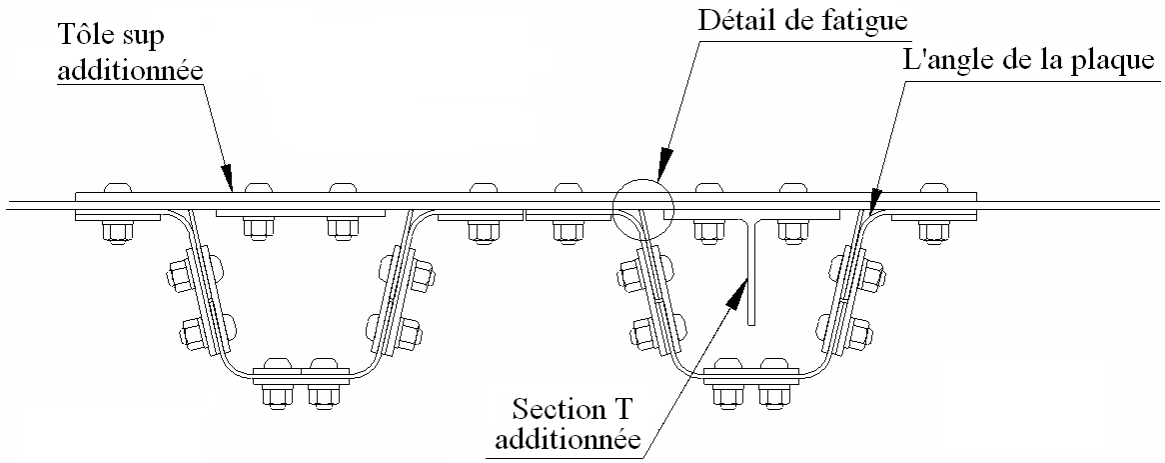


Figure 1.53. *Configurations des renforts en acier pour les dalles orthotropes [204]*

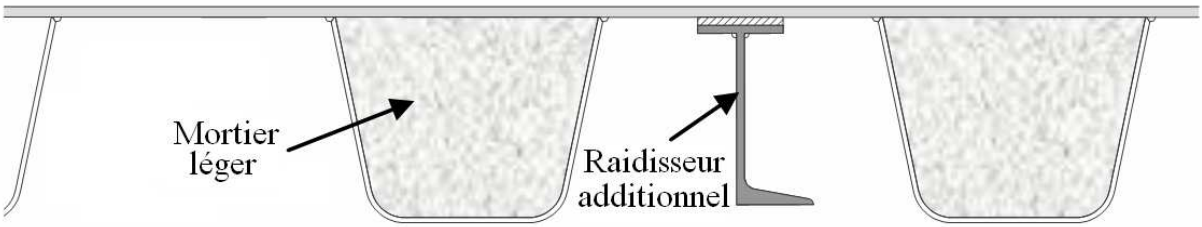


Figure 1.54. *Renforcement par augets remplis de mortier et augets plats additionnels [204]*

Une autre technique de renforcement ou de réparation des ouvrages métalliques est en cours de développement, en France au LRPC d'Autun. Elle consiste à coller du matériau composite (fibres de carbone, de verre ou d'aramide dans une matrice généralement en résine organique) sur les structures en acier [76]. Cette technique n'a pas encore été appliquée aux tabliers à dalle orthotrope, car de nombreuses questions d'ordre quantitatif demeurent (le degré de préparation de surface et son influence sur la durabilité du joint réalisé, le vieillissement et la durée de vie des réparations ou des renforcements réalisés…). Une fois mise au point, elle trouvera tout à fait sa place au sein du panel d'opérations possibles pour la réparation des structures métalliques.

Les expériences présentées ci-dessus ont montré que seul le renforcement effectif du tablier est bénéfique pour améliorer de façon définitive la résistance en fatigue de la structure. La réparation des cordons de soudure et celle de la continuité des augets constituent des solutions relatives et provisoires, car elles ne rigidifient pas suffisamment la structure à terme. Lorsque l'endommagement est déjà existant, elles doivent

obligatoirement être appliquées, mais elles ne seront pas suffisantes pour allonger de manière substantielle la durée de vie de la structure. Pour cette raison, les techniques de réparation développées actuellement se consacrent exclusivement aux différents systèmes de renforcement des dalles orthotropes, principalement par l'utilisation de nouveaux types de revêtements.

1.4.2. Méthodes de réparation avec modification du revêtement

Au cours des années 1990, la réparation des ouvrages à dalle orthotrope était effectuée par l'application d'enrobés de type béton bitumineux amélioré, comme sur les ponts de la Serven et de Wye (1989 – 1991) en Grande-Bretagne, ou encore par l'utilisation d'une résine époxy. Cette technique a été employée sur les ponts Erskine et Humber entre 2001 et 2002 [124].

En Autriche, en 1999, un pont autoroutier proche de Salzburg a été réparé par un revêtement composé d'une couche de béton d'épaisseur 140 mm (C55/65), connectée à la tôle de platelage par des goujons, et associée à une deuxième couche d'asphalte d'épaisseur 80 mm. Les tests statiques et dynamiques de validation de la solution réalisée avec plusieurs types de connexion ont mis en évidence l'importance d'une adhérence parfaite entre les couches (comportement monolithique de la structure). Aucune différence de comportement mécanique n'a été identifiée en ce qui concerne l'utilisation d'une matrice cimentaire plus ou moins résistante, ce qui s'explique peut-être par la grande épaisseur de l'ensemble béton-asphalte [84].

Une autre méthode consiste à ajouter une deuxième plaque en acier à la structure existante tout comme dans la méthode présentée en 1.4.1, mais en liant les deux plaques au moyen d'une couche d'interface. Deux systèmes peuvent être appliqués sur la tôle de platelage du tablier lorsque le revêtement original est retiré :

1. Liaison adhésive (Figure 1.55) : utilisation du complexe couche époxy épaisse de 2 ou 5 mm avec nouvelle plaque en acier d'épaisseur 6 ou 8 mm. La structure est plus rigide avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche intermédiaire et la diminution simultanée de l'épaisseur de la tôle de platelage [74].
2. Système sandwich (Figure 1.55) : connexion de la nouvelle plaque métallique épaisse d'environ 10 mm à l'ancienne par l'intermédiaire d'une couche synthétique de basse densité (ordre de grandeur de l'épaisseur égale à 30 mm). Le noyau peut être constitué de différents matériaux ; l'utilisation du polyuréthane confère au système les performances les plus élevées. Cette technique a été expérimentée la première fois sur le pont Schönwasserpark, en Allemagne [74].

Aux Pays-Bas, la recherche sur de nouveaux types de revêtement pour les dalles orthotropes a commencé en 1999 après la découverte des dommages en fatigue très sévères sur le pont Van Brienenoord, situé sur une des principales autoroutes du pays [26]. Le système de revêtement courant des dalles orthotropes est à base de béton bitumineux. L'hypothèse de réduction des contraintes dans la structure par l'emploi d'un tel

revêtement s'est avérée très optimiste (voir Figure 1.11 dans la section 1.1.4), ce qui a conduit à des durées de vie inférieures à celles qui étaient prévues initialement [125].

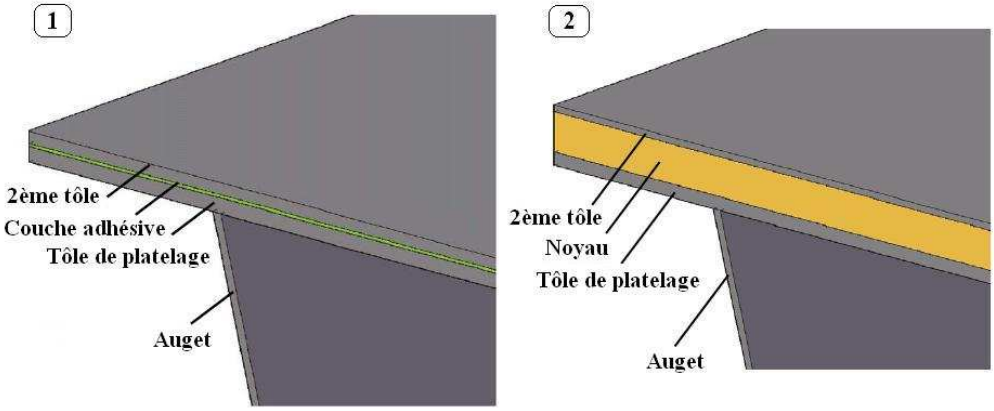


Figure 1.55. *Détail des techniques de réparation appliquées sur les tabliers à dalle orthotrope [74]*

La technique de réhabilitation destinée à étendre la durée de vie de l'ouvrage en améliorant sa tenue en fatigue a consisté à remplacer le revêtement original (béton bitumineux) par un nouveau système de revêtement en béton. Une telle solution a pu être imaginée grâce au développement des bétons à hautes performances [183] (BHP, résistance en compression de 60 à 80 MPa) et à très hautes performances [183] (BTHP, résistance en compression de 80 à 120 MPa). Ces matériaux très résistants en compression nécessitent soit des armatures traditionnelles soit des fibres, parfois la combinaison des deux, notamment pour maîtriser les effets du retrait [53]. Ces bétons améliorent également les qualités de surface (uni, adhérence), réduisent le bruit de roulement et accroissent la durabilité du complexe, compte tenu de la résistance à l'usure et de l'imperméabilité des matériaux [54].

La solution proposée par l'Université de Technologie de Delft (début des travaux de recherche 2003), également utilisée dans d'autres pays comme l'Allemagne (épaisseur du revêtement entre 60 et 80 mm) [164], repose sur un système composite constitué de la tôle de platelage rigidifiée par un revêtement en BHP (ou en BUHP) renforcé d'une ou plusieurs couches de treillis métallique, avec une matrice cimentaire qui contient des fibres acier ou acrylique. L'ensemble forme un système composite monolithique qui contribue à la réduction des contraintes de fatigue dans le tablier à dalle orthotrope. L'utilisation d'un tel revêtement, d'une épaisseur minimum de 50 mm, permet d'étendre la durée de vie de ce type de pont de plusieurs dizaines d'années, sans maintenance supplémentaire. Grâce à la quantité de fibres et de treillis de renforcement, le revêtement est capable de supporter des déformations limitées du support sans laisser apparaître de larges fissures en surface [50].

L'utilisation d'une couche intermédiaire (par exemple en époxy gravillonné) entre le revêtement et la tôle de platelage est indispensable pour assurer la protection vis-à-vis de la corrosion, et assurer la connexion en conférant la résistance au cisaillement et la résistance en traction à l'interface entre l'acier et le béton. Les

deux derniers points sont cruciaux pour garantir le comportement monolithique du composite : acier – revêtement.
Le béton utilisé est coulé en place. La solution préfabriquée a été abandonnée car il était difficile de gérer les discontinuités de la tôle de platelage et les joints entre les pièces. Le temps total de prise et durcissement des bétons à haute performance est comparable à celui des bétons traditionnels et dépend de la même manière de la température et du niveau d'humidité relative. Après une cure de 24 heures, le revêtement s'est avéré prêt à l'emploi [27].

Après plusieurs essais en laboratoire, des calculs de validation [18] et des tests de mise en œuvre de la solution sur une ancienne partie du pont Van Brienenoord [24], le pont Calard, situé dans le port de Rotterdam, a été choisi comme projet pilote, car il s'agissait d'un ouvrage présentant plusieurs fissures de fatigue au niveau de la tôle de platelage. La partie rénovée du pont, représentant une surface d'environ 650 m^2, se trouve sur le côté fixe de l'ouvrage, où l'épaisseur de la tôle est égale à 10 mm et les augets sont espacés de 300 mm. L'ancien revêtement en béton bitumineux (ZOK [125]) avait une épaisseur de 50 mm. La rénovation a duré un an (2003 – 2004) et a compris les étapes suivantes :

- enlèvement du complexe couche d'étanchéité – roulement ;
- mise en place d'un auvent général sur la zone de réhabilitation, de manière à protéger la mise en œuvre du béton à hautes performances armé ;
- utilisation des ultrasons pour identifier la présence des fissures de l'ordre de 2 à 3 mm ;
- réparation des fissures avec la machine de soudage automatique à l'arc submergé ;
- sablage (Sa 2,5) de la tôle de platelage ;
- application d'une couche d'adhésif à deux composants, à base d'époxy (3Sika 30) et d'agrégats de bauxite (3-6 mm) (Figure 1.56) ;
- enlèvement des agrégats de bauxite qui n'ont pas adhéré à l'époxy après son séchage;
- mise en place des armatures sous forme de trois couches (barres de 8 mm de diamètre) dans un espace de 50 mm (Figure 1.56) ;
- mise en œuvre du BHP de classe de résistance C110 renforcé par des fibres acier et acryliques (Figure 1.56) ;
- vibration ;
- enlèvement de la couverture protectrice ;
- ouverture au trafic du pont ; la couche de béton est maintenue humide pendant une semaine après ouverture du pont.

Figure 1.56. *Application de la méthode de réparation sur le pont Calard [50]*

En 2002, avant les travaux de réparation, le pont Calard a été instrumenté avec des jauges de déformation, au niveau de trois sections : une entre entretoises et deux sur les entretoises. Les jauges ont été placées à 15 mm du pied des cordons de soudure, sur l'auget et sous la tôle de platelage. De nombreux enregistrements des niveaux de contraintes ont été effectués et permettent de mettre en évidence les effets du trafic.

Des relevés similaires ont été effectués après les travaux de réhabilitation par mise en œuvre du revêtement détaillé ci-dessus. Les résultats comparés montrent une nette réduction des contraintes mesurées lors des cycles postérieurs à la réparation [50]. Le Tableau 1.2 donne les mesures prises par une jauge, posée sous le platelage, dans la position entre entretoises. Des facteurs de réduction de contrainte, le quotient des contraintes mesurées avec le béton à hautes performances, BHP armé, sur les contraintes associées au revêtement béton bitumineux (BB), ont été calculés pour expliciter l'apport bénéfique de la nouvelle solution.

Nombre de cycles	Mesures des contraintes sur la tôle (MPa): solution BB	Mesures des contraintes sur la tôle (MPa): solution BHP armé	Fateur de réduction de contrainte	Fateur de réduction de contrainte (%)
100	105	18	0,17	83
1.000	85	15	0,18	82
10.000	62	11	0,18	82
1.000.000	28	7	0,25	75

Tableau 1.2. *Mesures des contraintes sur le pont Calard avant et après réparation [50]*

Après le succès de ce premier projet, deux autres ouvrages ont ensuite été réparés selon un procédé similaire : le pont de Hagenstein sur l'A27, avec une couche en béton d'épaisseur 60 mm, et le pont de Moerdijk sur l'A16, avec une couche d'épaisseur variable entre 47 et 100 mm [25] [26] [27]. Dans les deux cas, les travaux se sont déroulés en deux parties, une en 2005 et l'autre en 2006. L'exécution de la

réparation a été effectuée en quatorze jours pour le premier pont, et en six mois pour le deuxième pont, car le trafic a été maintenu sur les autres voies de circulation pendant les travaux de réhabilitation. De plus, après la réparation, des problèmes de planéité et de remplissage du revêtement (air occlus) ont été identifiés dans cet ouvrage. Ces mêmes soucis avaient été identifiés lors du coulage de la première planche test, une partie du tablier qui a ensuite été enlevée du pont Van Brienenoord. Les causes probables du défaut constaté étaient : vibration insuffisante et défaut de mise en œuvre lors d'une reprise de bétonnage [24] [50].

La planéité, de 3 mm sur 3 m, n'a pas été atteinte en utilisant les techniques habituelles de vibration (règle vibrante, hélicoptère). La complexité du projet, le maintien du pont en service avec mouvements significatifs associés, doublée de la relative nouveauté de la méthode de réhabilitation ont rendu la mise en œuvre plus complexe que prévu. Une fine couche de revêtement époxy gravillonné, au dessus du BHP armé, a été utilisée pour satisfaire aux contraintes de planéité.

Sur certains tronçons du pont, de larges fissures sont apparues quelques semaines après la mise en place de la couche de BHP armé, ce qui a obligé à une réparation d'urgence (hydrodémolition du béton) [141]. Des échantillons prélevés sur les secteurs affectés ont révélé une porosité anormalement élevée, des alvéoles et des vides autour des armatures ainsi que des vides allant jusqu'à 30 mm entre le platelage et la couche de revêtement. Une part de cette porosité était remplie d'eau. L'adhérence uniforme et totale entre le platelage et le nouveau revêtement est absolument vitale pour garantir la conformité de la rigidité réelle aux calculs de réhabilitation et renforcement, ce qui n'était pas garanti dans cette zone.

A partir d'un modèle multicouche du comportement en flexion du composite acier - béton développé spécifiquement et détaillé en [206], il a été prouvé que la configuration de réparation proposée pourrait être optimisée : réduction de l'épaisseur du béton à hautes performances armé et du taux d'armatures. Pour faire face au problème de remplissage, les armatures et leur positionnement ont été retravaillés de façon à éviter la superposition des treillis sur les bandes de passage des roues, conduisant à augmenter la maille du treillis de 50 mm à 75 mm et à utiliser deux lits d'armatures de 12 mm à la place de trois de 8 mm.

Le malaxage du béton et sa méthode de mise en œuvre ont aussi été modifiés : utilisation d'un système d'axe hélicoïdal nivelé (« auger levelling system ») suivie d'une finition à la règle vibrante.

Des tests et des calculs complémentaires permettant de mieux maîtriser la rhéologie, la cure et le retrait du matériau BHP armé devraient permettre une mise en œuvre plus aisée à l'avenir.

La conclusion principale relative à cette solution est que le remplacement du revêtement BB par le BTHP armé a permis de réduire d'environ 70% les contraintes dans le platelage, de 60% les contraintes dans les augets et de 60% les contraintes dans les soudures longitudinales entre le platelage et l'entretoise [21] [105]. Par conséquent, il s'agit d'une méthode très efficace face aux problèmes de tenue en fatigue. Pour

cette raison, plus de 10 ponts à dalle orthotrope ont ensuite été réparés par cette technologie au cours des cinq dernières années, aux Pays-Bas [26].

Le tablier à dalle orthotrope du pont Rio-Niteroi, au Brésil, après environ 8 ans de service, a présenté des fissures de fatigue à la liaison soudée auget – tôle de platelage (10 mm d'épaisseur) et à l'assemblage de deux augets. L'apparition de ces pathologies a motivé la réalisation d'une campagne expérimentale sur des corps d'épreuve à échelle 1 avec deux types d'interface acier – béton [13] :

- goujon de 16 mm de diamètre associé à 120 mm de BHP ;
- couche adhésive viscoélastique de 5 mm d'épaisseur associée à 100 mm de BHP.

Ce programme expérimental a permis de quantifier l'apport en rigidité en termes de flèche et de contrainte de fatigue des deux solutions de revêtement en BHP étudiées. Ainsi dans les années 2000, la solution avec des goujons a été mise en place sur le pont Rio-Niteroi.

Un groupe de recherche japonais travaille actuellement sur des solutions de renforcement de dalles orthotropes avec un revêtement d'épaisseur comprise entre 70 et 75 mm en béton renforcé de fibres d'acier [131]. Plusieurs systèmes d'interface ont été étudiés et appliqués sur les ouvrages. Le premier consiste à utiliser uniquement des goujons sur toute la surface du tablier. Cette configuration a été appliquée dans la rampe de décélération du péage du pont Nagoya Expressway Public (1980) de façon à empêcher le décollement du revêtement (Figure 1.57 – Modèle 1). Du point de vue de la fatigue, cette solution ne s'avère pas satisfaisante car elle créée des points de concentration de contraintes. Par ailleurs, l'application de goujons de plus petite taille est très coûteuse tant économiquement qu'en termes de durée du chantier [197].

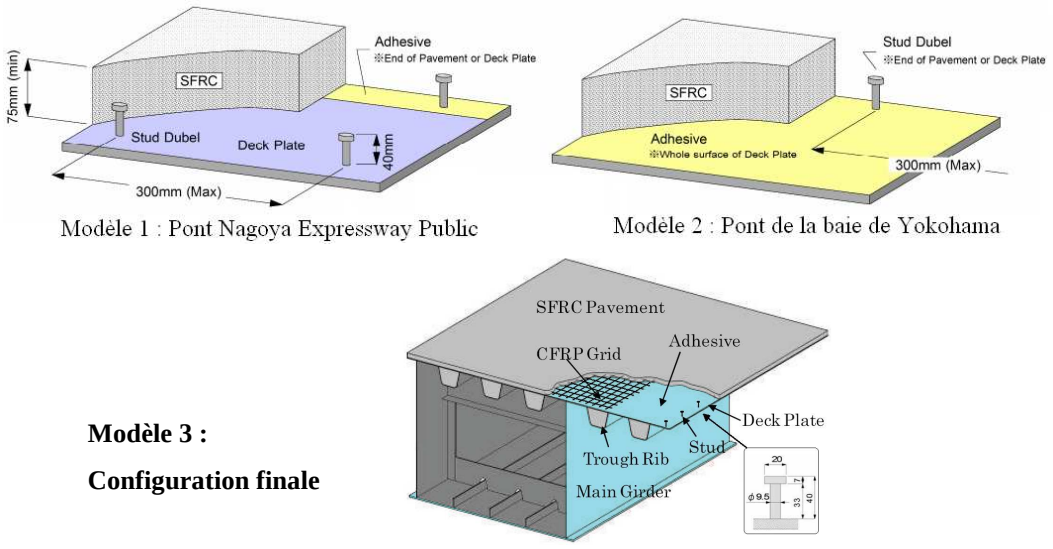


Figure 1.57. *Renforcement des dalles orthotropes à base de béton renforcé par des fibres d'acier et les différents types d'interfaces [131]*

L'association des goujons à une couche époxy est peut-être plus efficace lorsque l'objectif vise à créer une action composite plus forte entre le support métallique (tôle de platelage) et le béton. Les goujons sont positionnés sur les bords de la plaque pour éviter les décollements et la couche époxy sur toute la surface de la dalle (Figure 1.57 – Modèle 2). A l'intersection de la tôle de platelage et de la poutre principale, région sollicitée en moment négatif, un système de treillis a été proposé (Figure 1.57 – Modèle 3).

La dernière configuration s'est avérée être la plus adaptée pour la réparation des dalles orthotropes. Elle a été appliquée sur différents ouvrages au Japon, tels que : le pont de la baie de Yokohama (2004), le pont Shonan (2005), le pont Ougijima (2007) et le viaduc Ohira (2007). En 2005, en dépit de l'utilisation de cette technique de renforcement, l'apparition de fissures est remarquée sur le pont de la baie de Yokohama (Figure 1.58). Les hypothèses envisagées sont de deux natures : conditions de mise en œuvre du revêtement et facteurs structurels. Ces constatations ont poussé le développement d'autres études [131] [204] :

- mesures destinées à limiter le développement des fissures dans les régions de moments négatifs ;
- évaluation de la durabilité, notamment en présence d'eau, d'une dalle orthotrope déjà renforcée et fissurée, et de sa couche de roulement ;
- étude de l'interface : couche époxy, goujons, treillis ; visant à déterminer la meilleure distribution vis-à-vis de la fatigue.

Figure 1.58. *Fissures du revêtement du pont de la baie de Yokohama [131]*

Au Danemark, la couche d'environ 50 mm de béton renforcé par des fibres métalliques peut être soit la couche de roulement (exemple hollandais et japonais), soit l'interface entre la tôle de platelage et la couche de roulement en asphalte. Dans ce dernier cas, le poids de l'ouvrage passe de 1,21 kN/m^2 (solution traditionnelle en béton bitumineux) à 1,76 kN/m^2 pour la solution proposée (Figure 1.59). L'objectif des études est alors d'évaluer le comportement du béton fibré après fissuration sous l'influence de plusieurs facteurs : retrait, variation des charges de trafic et gradient thermique [197].

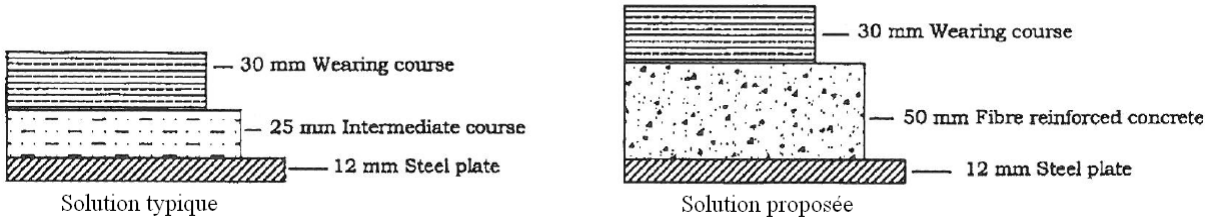


Figure 1.59. *Représentation de la solution typique de revêtement des dalles orthotropes au Danemark et de la solution de renforcement proposée par [197]*

La section suivante se consacre à la présentation du matériau BFUP (Béton Fibré à Ultra hautes Performances) qui peut être utilisé comme revêtement des tabliers à dalle orthotrope : en phase de réparation et aussi en phase de construction.
Par rapport aux expériences indiquées précédemment, le BFUP a l'avantage d'être très durable, de fournir un gain notable en épaisseur et donc en poids, tout en conservant la maîtrise du retrait. Sa consistance ne représente pas une limitation pour la mise en œuvre comme cela peut être plus le cas pour les bétons à hautes performances (BHP) et très hautes performances (BTHP).

Par exemple, aux Pays Bas, un type de BFUP (nommé CRC, de résistance en compression à 28 jours de 180 MPa et un pourcentage volumique de fibres de 6 %) a été mis en œuvre pour la réparation du pont Kaag. Les plaques préfabriquées ont remplacé l'ancien platelage du pont en bois. Ces plaques de 45 mm d'épaisseur intègrent un renforcement de trois couches d'armature de 8 mm de diamètre en plus des fibres métalliques [87] [99] [196].
Ce cas d'étude – peu documenté en termes de retour d'expérience – est à notre connaissance la première application d'utilisation du BFUP comme revêtement d'un tablier de pont.

1.5. Revêtement en béton fibré à ultra hautes performances

Dans les années 90 le développement d'une nouvelle gamme d'adjuvants, ainsi que les travaux sur l'optimisation du squelette granulaire ont permis le développement de bétons à ultra haute résistance en compression (de 200 à 400 MPa). Toutefois ces matériaux montraient un caractère fragile voire explosif une fois la résistance maximum atteinte. Des fibres métalliques ont alors été ajoutées pour apporter de la ductilité en compression et prévenir ce caractère explosif [156] [186].

Ces fibres, utilisées initialement pour améliorer le comportement en compression, apportent en fait une plus-value significative au comportement en traction. Ainsi, contrairement aux bétons classiques, les bétons fibrés à ultra hautes performances disposent d'une réserve de ductilité en traction après atteinte de la résistance de la matrice cimentaire. Le comportement en traction se caractérise en général par une partie

élastique, quasi linéaire, suivie d'une partie post-fissuration éventuellement écrouissante et puis très faiblement radoucissante grâce à l'apport des fibres et à leur glissement dans la matrice cimentaire.

Les Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances (BFUP) constituent la dernière génération des nouveaux bétons qui comprennent les BHP (Béton Hautes Performances), les BTHP (Béton à Très Hautes Performances) et les BUHP (Béton à Ultra Hautes Performances) [155]. Les caractéristiques principales des BFUP par rapport à ces matériaux à matrice cimentaire sont :

- le niveau de résistance en compression à 28 jours : compris entre 150 et 250 MPa ;
- l'emploi systématique de fibres ;
- le fort dosage en liant et la sélection particulière des granulats.

La présence de fibres dans le béton peut améliorer la ductilité en agissant sur le processus de fissuration à deux échelles : à l'échelle du matériau (augmentation de la résistance post-fissuration à la traction) et à l'échelle de la structure (augmentation de la capacité portante et de la ductilité). Les fibres permettent souvent d'assurer la non fragilité des différentes sections rendant ainsi inutile le recours aux armatures passives [3]. Toutefois, la résistance en traction des BFUP restant modeste par rapport à leur résistance en compression, l'utilisation d'armatures passives ou de précontrainte est nécessaire pour reprendre les efforts principaux (ex : flexion longitudinale).

1.5.1.1. Historique du développement des BFUP

La première génération des BFUP est connue sous le sigle de SIFCON (Slurry Infiltrated Fibred Concrete) inventé aux Etats-Unis par David Lankard en 1979 [154]. Ce matériau a une mise en œuvre très spécifique : un coulis fluide de mortier est posé sur une couche des fibres courtes (5 à 20 %) ; la matrice est donc séparée des fibres au coulage.

Bache, en 1981, a conçu le DSP (Densified small particle) [196], qui est composé de ciment, de fumée de silice (25 %), de granulats extrêmement durs (bauxite calcinée ou granite avec des diamètres maximaux inférieurs à 4 mm) et de superplastifiant (jusqu'à 5 %). Leur résistance à la compression peut varier entre 150 MPa et 400 MPa.

En 1986, les Danois (compagnie Aalborg) ont développé une variété ductile connue sous le nom de CRC (Compact Reinforced Concrete), en incorporant au DSP une grande quantité de fibres (5 à 10 % avec une longueur de 6 mm et un diamètre de 0,15 mm) pour pallier à sa faible ductilité et sa faible résistance à la traction [98]. Cette technologie est toutefois très particulière, car la matrice cimentaire est renforcée par des armatures traditionnelles calculées sans prendre en compte la participation mécanique des fibres. Elle est

encore aujourd'hui très utilisée dans la construction de structures préfabriquées, pour des applications en bâtiments (fabrication de balcons et escaliers autoporteurs) [2].

En France, les premières recherches sur les BFUP ont été menées dans les années 1990 sous l'impulsion de Pierre Richard (Groupe Bouygues Construction) dans le cadre de la technologie des Bétons de Poudres Réactives (BPR). Le concept a été ensuite optimisé au centre de recherche Lafarge de l'Isle d'Abeau dans le cadre d'un partenariat Bouygues-Rhodia et Lafarge pour élaborer le Ductal®.
Dans le même temps, sous l'impulsion d'EDF, la technologie BSI/CERACEM® a été mise au point par Quillery (société maintenant intégrée au groupe EIFFAGE) puis développée avec le concours de la société SIKA.

La première application en France à l'échelle industrielle a été réalisée dans la centrale nucléaire de Cattenon entre 1997 et 1999. Les poutres et les poutrelles BSI/CERACEM® et Ductal® précontraintes ont remplacé la structure en métal corrodée. Le matériau BFUP a été retenu pour sa légèreté à cause des limites de capacité des fondations existantes et pour sa grande compacité qui ralentit la pénétration des agents agressifs [17] [188] [189] (Figure 1.60 – 1).

La passerelle piétonne de Sherbrooke au Canada (1997) constitue le premier ouvrage du génie civil avec des éléments en BFUP (BPR précontraint) [12] (Figure 1.60 – 2) : hourdis nervuré de 3 cm d'épaisseur de 3,3 m de large, précontraint transversalement, membrure inférieure post contrainte et BFUP confiné dans des tubes en acier inox du treillis.

Les ponts de Bourg-lès-Valence (2000-2001), premiers ouvrages routiers en BFUP, sont formés de deux tabliers BFUP préfabriqués sans aucune armature passive ni précontrainte transversale. Il est important de remarquer que la forme générale de ces ouvrages ne se différencie pas fondamentalement d'un pont en béton armé car il s'agissait dans un premier temps de valider le comportement du nouveau matériau avant de proposer des formes inédites [177] (Figure 1.61 – 1).

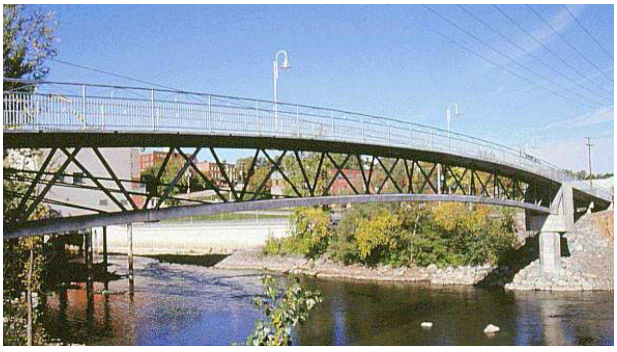


Figure 1.60. *1 – Poutres de la centrale nucléaire de Cattenom [17]; 2 – Passerelle de Sherbrooke [12]*

Les propriétés mécaniques du BFUP ont permis la réalisation de structures ou d'éléments très minces : pré-dalles de 25 mm d'épaisseur posées sur les 10 poutres en I du Pont de Saint-Pierre La Cour (2005) [12] et utilisées pour le coulage de la dalle en béton armé ordinaire (Figure 1.62).
Les panneaux en 3D d'épaisseur 30 mm du centre de bus de la RATP à Thiais (2008) sont un exemple d'éléments de façade (application architectonique) très minces (Figure 1.61 – 2).

Dans les années 2000, le cimentier Vicat avec l'appui du groupe Vinci a développé le BCV®. Une application récente (2006) de ce béton est la construction du pont de la Chabotte sur l'autoroute A51 [56] : caisson en BCV® précontraint avec des câbles extérieurs, quasiment sans armatures passives ayant une fonction structurelle (Figure 1.63). Sur cet ouvrage, le trafic circule directement sur la surface du BFUP.

A l'étranger : en Asie, en Australie, et en Amérique du Nord (USA, Canada), le Ductal® constitue la principale technologie diffusée. Des exemples au Japon sont présentés sur la Figure 1.64 ci-dessous : le pont GSE (2008) [174] et la piste de l'aéroport d'Haneda (2007-2010) [12] [174]. Sur ces deux ouvrages, plusieurs caractéristiques très particulières au matériau BFUP ont été exploitées : facilité à être travaillé dans des formes complexes et minces, légèreté par rapport à une solution en béton ordinaire, compacité qui génère de la durabilité, faible coût de maintenance.

Figure 1.61. *1 – Pont de Bourg-lès-Valence [177]; 2 – Centre de bus de Thias, RATP [12]*

Figure 1.62. *Pont de Saint-Pierre La Cour : les pré-dalles de 25 mm d'épaisseur [12]*

Figure 1.63. *Mise en place des 22 voussoirs qui constituent le pont de la Chabotte [56]*

Figure 1.64. *1 – Pont GSE ; 2 – Piste de l'aéroport d'Haneda [174]*

En plus des produits BFUP cités ci-dessus P. Rossi à l'IFSTTAR a développé le CEMTEC$_{multiscale}$®. Ce matériau et des formules dérivées mises au point en partenariat avec l'EPFL ont été mis en œuvre sur plusieurs ouvrages en Suisse et au Canada et plus récemment en Slovénie dans la réparation d'un pont en béton armé, qui ont fait l'objet du projet européen ARCHES [160] (Figure 1.65). Dans cet ouvrage l'objectif visé était l'obtention d'une étanchéité combinée au renforcement mécanique et à la protection du tablier vis-à-vis du gel grâce un revêtement de 25 à 30 mm de CEMTEC$_{multiscale}$®. La mise en œuvre du BFUP in situ devrait tenir compte de la pente de 5 % de l'ouvrage. Une thixotropie appropriée a permis de satisfaire cette exigence malgré le caractère initialement quasi auto-plaçant de ce genre de BFUP.

Figure 1.65. *Le pont Log Cezsoski avant la réparation et deux ans après l'application du BFUP [160]*

L'exploitation des bonnes propriétés mécaniques et de durabilité des BFUP pour la réparation des ponts est aussi étudiée dans les études menées entre en Espagne et aux Etats-Unis [168]. L'objectif est d'optimiser l'épaisseur du revêtement appliquée. Le résultat de l'analyse numérique montre que dans les conditions étudiées, l'épaisseur optimale serait de 7 mm. Une épaisseur aussi faible est toutefois peu réaliste d'un point de vue pratique.

1.5.1.2. Formulation des BFUP

Les sept principes de base de formulation des BFUP sont :

1. réduction de la taille des granulats pour limiter les hétérogénéités mécaniques du mélange ;
2. augmentation du volume de pâte (ciment et additions réactives) ;
3. optimisation de la distribution granulométrique des poudres et granulats ;
4. optimisation du rapport eau/liant ;
5. addition de fibres pour augmenter la capacité de déformation et la résistance à la fissuration ;
6. amélioration de la microstructure par traitement thermique éventuel après prise ;
7. et amélioration de la ductilité par l'emploi de microfibres métalliques.

Les formulations de différents BFUP sont présentées dans le Tableau 1.3 ci-dessous.

	Premix (granulats, sables, ciment, additions) (kg)				Adjuvants (superplastifiant, accélérateur, etc) (kg)	Eau ajoutée (kg)	Fibres métalliques (kg)	Raport E/C	Pourcentage volumique de fibres
	Ciment	Sable	Fumée de silice	Totale					
BSI/CERACEM®				2355	44,6	195	195	0,19	2,5
Ductal®	710	1330	230	2270	13,0	160	156	0,15	2,0
$CEMTEC_{multiscale}$®	1050	514	268	1832	44,0	211	858	0,16	11,0

Tableau 1.3. *Composition du BSI/CERACEM®, du Ductal® et du $CEMTEC_{multiscale}$® pour 1 m^3 de béton fabriqué [97]*

Nous n'avons pas la composition actuelle du premix du BSI/CERACEM®. Elle n'est notamment pas décrite dans la thèse de Jungwirth [97]. Toutefois nous avons une des premières formulations de ce BFUP dans la référence [66], c'est-à-dire : 1074 kg/m^3 de ciment, 163 kg/m^3 de fumée de silice, 1032 kg/m^3 de granulat (0 à 7 mm), 234 kg/m^3 de fibre, 39 kg/m^3 de superplastifiant et 197 kg/m^3 d'eau.

Les formules de BFUP comportant une teneur significative de fibres métalliques, de l'ordre de 2 % au moins, sont utilisées lorsque l'on sollicite les performances mécaniques du BFUP pour assurer la résistance de la structure. D'autres formulations de BFUP avec des fibres polyvinyl alcool (PVA) sont utilisées pour les éléments architectoniques sans fonction structurelle. Des fibres polypropylènes sont ajoutées lorsqu'on cherche à obtenir une résistance à l'écaillage lors d'une exposition à l'incendie [147].

Certains BFUP, comme le Ductal®, font l'objet d'un traitement thermique plusieurs heures après la prise du béton (température d'environ 90°C en atmosphère saturée pour une durée de 48 h) qui permet d'augmenter sensiblement les caractéristiques de durabilité et de diminuer de façon importante les effets ultérieurs de retrait et de fluage. En revanche, ce traitement est généralement réalisé en usine de préfabrication, ce qui peut constituer une contrainte. L'absence de traitement thermique constitue un avantage lors d'une application sur site pour les autres BFUP (BSI/CERACEM® et CEMTEC$_{multiscale}$® notamment).

Les caractéristiques mécaniques des matériaux BFUP sont représentées dans le Tableau 1.4 ci-dessous : module d'Young (E), coefficient de Poisson (υ), résistances en compression (f_{cj}) et en traction (f_{tj}). Les sections suivantes décriront le comportement en compression et en traction des BFUP.

	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson	f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)
BSI/CERACEM®	55-65	0,20	191	10
Ductal®	50-65	0,20	160-240	12
CEMTEC$_{multiscale}$®	55	0,21	180-200	13-15

Tableau 1.4. *Quelques caractéristiques mécaniques des BSI/CERACEM®, Ductal® et CEMTEC$_{multiscale}$®*

1.5.1.3. Comportement en compression

La relative homogénéité des BFUP et la valeur élevée du module de la pâte cimentaire atténuent les concentrations de contraintes au niveau des granulats. Cela a pour effet de diminuer l'écrouissage en compression et rend ainsi le comportement du matériau quasiment élastique linéaire jusqu'au pic de résistance. Une fois le pic de résistance atteint, les éprouvettes en BFUP présentent des fissures parallèles à l'effort de sollicitation. Après l'atteinte du pic on observe une branche descendante progressive grâce à l'apport des fibres. Ceci conduit à la prise en compte d'un petit palier plastique dans les calculs.

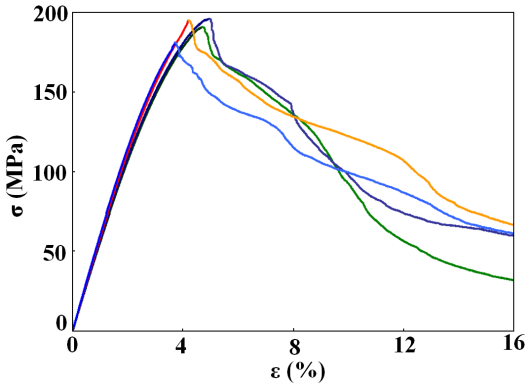


Figure 1.66. *Comportement en compression du BSI [170]*

1.5.1.4. Comportement en traction

Le comportement en traction d'un BFUP est caractérisé par deux domaines :

- un domaine élastique jusqu'à une limite « f_{tj} », avec un module d'Young identique à celui observé en compression ;
- un domaine post-fissuration, où l'effort est principalement pris par les fibres. Celles-ci transmettent l'effort par adhérence à la matrice cimentaire. Les caractéristiques mécaniques et géométriques des fibres sont choisies de telle sorte que celles-ci se déchaussent avant de rompre (rapport diamètre/longueur suffisamment grand, et contrainte élastique suffisamment élevée, de l'ordre de 2000 MPa). Le glissement progressif des fibres provoque un accroissement de l'ouverture de fissure, en même temps qu'une décroissance de l'effort repris par les fibres (longueur d'adhérence plus faible).

On distingue deux types possibles de comportement post-fissuration [9] :

- Comportement adoucissant (Figure 1.67 – 1) : lorsque la résistance élastique « f_{tj} » est supérieure à la résistance post-fissuration apportée par les fibres, on a apparition d'une seule fissure en traction directe. On parle de localisation. On raisonne alors en loi « σ-w », contrainte ouverture de fissure [3] ;
- Comportement écrouissant (Figure 1.67 – 2) : lorsque la résistance élastique « f_{tj} » est inférieure à la résistance post-fissuration apportée par les fibres, on assiste à la formation d'une multitude de fines fissures très resserrées en traction directe, équivalentes à une déformation de traction quasi-uniforme. On parle alors de multi-fissuration et on raisonne en loi « σ-ε ». Une fois la résistance maximum post-fissuration atteinte, une fissure localise, on peut alors repasser en loi « σ-w » [97].

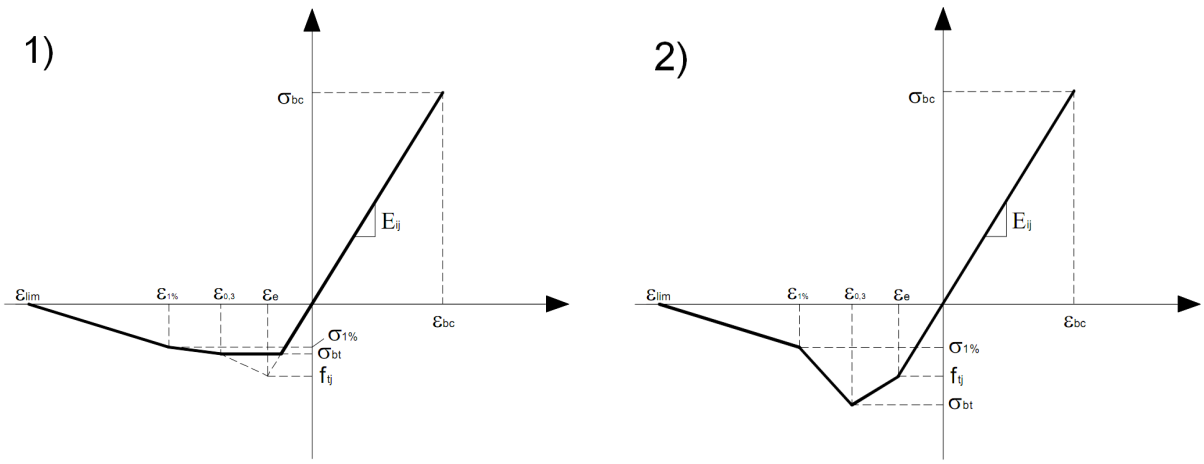


Figure 1.67. *Loi « σ – ε » en traction adoucissante (1) et écrouissante (2) des BFUP [3]*

Le caractère adoucissant ou écrouissant dépend de la quantité de fibres et de leur efficacité selon l'effet de la mise en œuvre dans la structure. Les BFUP commerciaux tels que BSI/CERACEM® et Ductal® peuvent avoir un comportement écrouissant ou adoucissant selon l'orientation des fibres.

Les recommandations de l'AFGC [3] distinguent deux familles de structures, suivant le rapport entre l'épaisseur « e » de la structure et la longueur des fibres « L_f » : les structures dites « minces » ($e<3*L_f$) ou « épaisses » ($e>3*L_f$). Cette distinction est importante du point de vue de l'orientation plus ou moins privilégiée des fibres par l'effet des parois d'un coffrage ou des surfaces libres. L'orientation des fibres doit être maîtrisée pendant la mise en œuvre du BFUP, le principe général est de couler les pièces en mettant le béton directement « dans sa position finale », afin de limiter autant que possible les écoulements et les fronts de bétonnage sans fibres transversales [159] [168].

Par simplification, les recommandations de l'AFGC considèrent un comportement adoucissant pour les éléments épais. On raisonne donc en loi « σ-w » localement, mais à l'échelle de la structure on considère une déformation équivalente égale à $\varepsilon = \varepsilon_{élastique} + w/L_c$. « L_c » est la hauteur caractéristique égale à deux tiers de la hauteur « h » de la structure considérée.

Dans cette thèse de doctorat nous nous intéresserons uniquement aux éléments minces.
Dans les éléments minces, les fibres ont une orientation quasi-2D et sont donc plus efficaces que dans les éléments épais. Par conséquent, on considère que les éléments minces auront généralement un comportement écrouissant, donc multi-fissurant. On raisonne alors en loi « σ – ε » et on utilise une procédure de caractérisation adaptée [3] [9].

Les essais utilisés pour caractériser en traction un BFUP sont les suivants : essai de flexion 4 points sur prismes non entaillés, essai de flexion 3 points sur prismes entaillés et essai de traction directe sur éprouvette entaillée ou non.

Dans la plupart des situations pratiques hors laboratoire, la réalisation d'essais de traction directe est délicate, et on détermine « f_{tj} » avec un essai de flexion 4 points non entaillé. La loi post-fissuration est obtenue dans le cas adoucissant grâce à un essai de flexion 3 points entaillé puis analyse inverse. Dans le cas d'une loi écrouissante, la loi post-fissuration est issue d'un essai de flexion 4 points non entaillé puis analyse inverse [83].

1.5.1.5. Comportement en fatigue

Les trois types d'essai utilisés pour caractériser le comportement en fatigue des BFUP sont : compression uniaxiale [115] ou triaxiale [86], traction uniaxiale et flexion [75] [130] [144] [185]. Ce dernier type

d'essais est utilisé lorsqu'on s'intéresse à la fatigue oligocyclique (séisme) ou à la fatigue élastique (sous chargement de service).

Parant [144] dans ses études sur le CEMTEC$_{multiscale}$® (dallettes en BFUP sollicitées en flexion 4 points) a déterminé trois phases du processus de ruine par fatigue :

- la micro-fissuration de la matrice cimentaire ;
- 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 ;
- l'accélération de l'endommagement jusqu'à la rupture : les fibres se déchaussent, le matériau n'est plus cohérent.

D'autres conclusions du travail de Parant sont également intéressantes à souligner :

- définition d'un seuil de déformation critique en dessous duquel la dallette en matériau CEMTEC$_{multiscale}$® ne se rompt pas ($1{,}27.10^{-3}$) ;
- définition d'une limite d'endurance à deux millions de cycles supérieure à la limite élastique en traction ;
- identification d'un gain de résistance d'environ 7 % en flexion statique entre les dallettes ayant subi le chargement de fatigue et celles initialement vierges de tout endommagement.

La courbe de Wöhler reconstituée à partir des essais de Parant est présentée dans la Figure 1.68 ci-après.

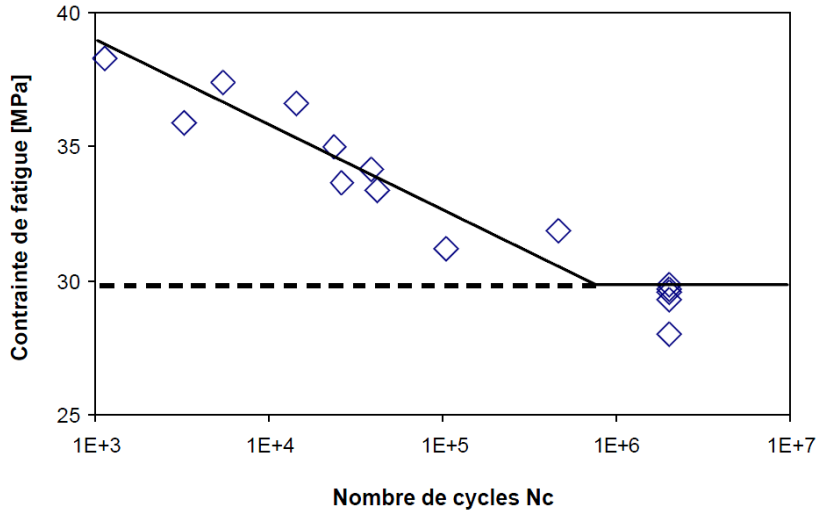


Figure 1.68. *Courbe de Wöhler reconstituée – essai de traction par flexion [144]*

Dans le cadre du projet Orthoplus, la caractérisation du comportement en fatigue du matériau BFUP (dans ce cas d'étude le BSI/CERACEM®) a été faite à travers des essais de traction compression d'éprouvettes cylindriques (7 cm de diamètre par 14 cm de hauteur) entaillées (entaille : hauteur moyenne de 3,2 mm et

profondeur moyenne de 8,1 mm) [5]. Les essais ont été réalisés à 10 Hz avec un niveau de sollicitation de ±3 MPa. (30% de la résistance maximale en traction du BSI/CERACEM®).

Des essais ont été réalisés pour ajuster le niveau de sollicitation de l'essai, il ressort qu'une charge de presque 6 MPa est trop importante. Il ne serait donc pas recommandable d'utiliser le BSI/CERACEM® si la structure risque d'être exposée à ce niveau de sollicitation en traction directe.

Ces premiers essais ont permis de tracer une première ébauche de la courbe S-N (ou courbe de Wöhler) avec les points obtenus (Figure 1.69). Les résultats doivent toutefois être nuancés car l'entaille joue un rôle extrêmement pénalisant pour la tenue en fatigue du matériau.

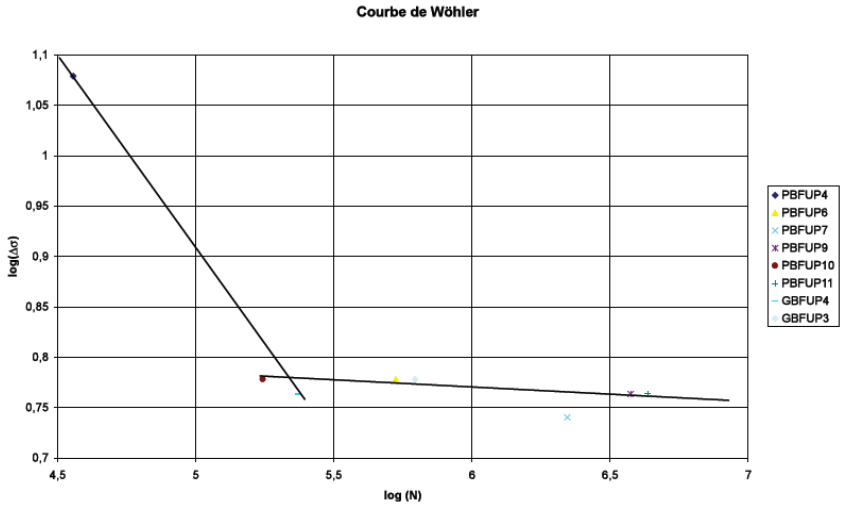


Figure 1.69. *Courbe de Wöhler du BSI/CERACEM® [5]*

D'autres résultats de fatigue en traction par flexion tendent à faire état d'une pente plus faible de la courbe S-N pour des nombres élevés de cycles (plus d'un million), ce qui conforte les recommandations AFGC [3] dans la limitation des contraintes de service en référence aux limites mesurées en quasi statique [130] [185].

1.5.1.6. Retrait et fluage

Le rapport E/L très faible des BFUP provoque un retrait endogène très important de l'ordre de 550 µm/m et un retrait de dessiccation très réduit de l'ordre de 150 µm/m pour les BFUP sans traitement thermique (retrait nul après le traitement thermique).

Malgré la très forte valeur de retrait, il demeure possible de couler une fine couche de BFUP sur une structure existante massive sans observer de désordres. Nous pouvons citer le renforcement d'un parking à Perpignan [178], 25 mm de BFUP coulés au tour d'un poteau de 1,0 m x 0,40 m, ou le renforcement des piles du Viaduc de Valabres [129] avec 10 cm de BFUP sur le pourtour (protection contre l'abrasion), et également tous les renforcements de tabliers en $CEMTEC_{multiscale}$®.

Le coefficient de fluage des BFUP non traités thermiquement est comparable au coefficient obtenu pour des BHP avec fumée de silice, soit entre 0,8 et 1,0. Avec un traitement thermique, ce coefficient de fluage diminue entre 0,2 et 0,5.

1.5.1.7. Indicateurs de durabilité

Les résultats présentés dans le Tableau 1.5 confirment la plus grande durabilité des BFUP par rapport aux autres types de bétons. Pour l'ensemble des indicateurs de durabilité classiques, les valeurs obtenues pour les BFUP vont dans le sens d'une nette amélioration de la durabilité.

D'autres phénomènes potentiels de dégradation intrinsèques à la composition des BFUP ont été étudiés : corrosion des fibres métalliques, risque de RSI lié au traitement thermique de certains BFUP, réhydratation éventuelle. Les différentes études menées sur ces pathologies ont démontré un bon comportement des BFUP. Ainsi, par exemple, vis-à-vis de l'éventuelle cicatrisation, le clinker résiduel dû à la limitation des réactions d'hydratation par la faible teneur en eau de ces matériaux constitue plutôt un avantage. Il augmente le module d'Young moyen de la pâte de ciment, cicatrise les microfissures par condensation capillaire et formation d'hydrates et lutte contre les agressions chimiques en maintenant le niveau de pH alcalin et de concentrations ioniques nécessaires à la stabilité des hydrates [31].

	BO	BHP	BTHP	BFUP
Porosité à l'eau (%)	14 à 20	10 à 13	6 à 9	1,5 à 5,0
Perméabilité à l'oxygène (m^2)	1,0E-16	1,0E-17	1,0E-18	1,0E-19
Coefficient de diffusion des ions chlore (m^2/s)	2,10E-11	2,10E-12	2,10E-13	2,10E-14
Teneur en portlandite (kg/m^3)	76	86	66	0

Tableau 1.5. *Indicateurs de durabilité des BFUP comparés à d'autres familles de bétons [31]*

Les BFUP sont donc des matériaux à fort potentiel au sens des performances mécaniques et de la durabilité, mais également vis-à-vis des critères du développement durable.

A masse équivalente le matériau BFUP présente une empreinte environnementale en CO_2 et en énergie environ deux fois plus grande qu'un béton ordinaire. Toutefois ses très bonnes caractéristiques mécaniques autorisent une réduction importante des quantités permettant ainsi d'améliorer le bilan environnemental. En outre, des gains significatifs sont possibles en termes de durabilité et légèreté. Il est donc important d'intégrer une anticipation du gain de durabilité permis par les solutions BFUP, particulièrement pertinentes lorsqu'on recherche des structures « inusables » ou évolutives, compte tenu des coûts économiques, d'image, de niveau de service opérationnel et des coûts environnementaux des opérations d'entretien et

maintenance requis par les solutions traditionnelles [155]. Particulièrement en terme de bilan environnemental, toutes les comparaisons entre des conceptions alternatives d'un même ouvrage doivent être établies à l'échelle de l'ouvrage et sur l'ensemble de son cycle de vie.

Les performances mécaniques des BFUP, leur durabilité, l'étanchéité, et le fait de pouvoir travailler avec des éléments très minces (de l'ordre de 20 mm) ont rendu ce matériau très approprié pour la réparation des tabliers de ponts. Deux exemples ont été présentés dans cette section : le pont Kaag [87] [99] [196] et le pont Log Cezsoski [160].

Cette démarche peut s'appliquer aux tabliers à dalle orthotrope (construction ou réparation). Dans le cas spécifique de ces ouvrages, les deux principaux objectifs visés avec l'utilisation du BFUP sont le renforcement de la structure et le gain de poids : évoluer d'un système de revêtement « traditionnel » recommandé par l'Eurocode 3 partie 2, soit environ 70 mm de béton bitumineux, vers un système de revêtement en BFUP d'épaisseur deux fois plus faible (35 mm). Grâce aux propriétés mécaniques du BFUP, on peut envisager de réduire également l'épaisseur de la tôle de platelage en acier sans diminuer la rigidité globale de la structure, ce qui est très important pour la tenue en fatigue de ce type d'ouvrage. Le BFUP pourrait remplir aussi la fonction de protection anticorrosion de la tôle de platelage en acier.

1.6. Perspectives d'un revêtement BFUP pour améliorer le comportement d'un tablier à dalle orthotrope

L'étude bibliographique menée tout au long de ce chapitre confirme le problème posé à l'origine du projet Orthoplus : le manque de connaissance sur l'apport quantitatif en rigidité des revêtements dans les structures à dalle orthotrope. Les résultats expérimentaux dans la littérature qui reflètent cet apport sont peu nombreux. On peut citer ceux de la Figure 1.11 (section 1.1.4) tirés de la thèse de De Jong [50] qui représentent l'apport des revêtements courants, asphaltes et béton bitumineux, sur les contraintes de fatigue dans la liaison auget-tôle de platelage au niveau d'une pièce de pont.

Le projet Orthoplus, et par conséquent cette thèse de doctorat, visent l'analyse de la liaison soudée auget-tôle de platelage entre pièces de pont qui n'a pas encore été abordée du point de vue des structures revêtues. Les derniers essais sur les dalles orthotropes en France ont été réalisés sur une structure sans revêtement dans les années 70 au LCPC [108].

De ce fait nous n'avons pas à ce jour de données expérimentales qui quantifient l'apport des revêtements sur les structures à dalle orthotrope au niveau de ce détail de soudure. Par conséquent le programme expérimental proposé dans le cadre de cette thèse de doctorat est de grande importance, en particulier en ce qui concerne la détermination de la contrainte de fatigue dans la liaison soudée, par extrapolation des mesures [15] [93]. A partir de ces valeurs on pourra déduire les durées de vie en fatigue de l'assemblage

soudé étudié, et les comparer aux valeurs très faibles et peu réalistes obtenues par les modèles comme celui de Brisard [23].

Le point fort de ce travail de recherche concerne en outre l'étude expérimentale détaillée de la proposition d'une nouvelle solution de revêtement pour les dalles orthotropes. L'utilisation du matériau BFUP apporte à la structure métallique sa haute résistance mécanique, sa durabilité, et aussi de la légèreté car on emploie une plus petite épaisseur que si on utilisait un revêtement courant. L'objectif à travers le programme expérimental est de comparer mécaniquement la nouvelle solution avec les solutions autrement utilisées, en référence par exemple à celle du Pont Gustave-Flaubert à Rouen et à celle du Viaduc de Millau.

CHAPITRE 2

Présentation du programme expérimental

2.1. Fabrication des corps d'épreuve 1022
2.1.1. Fabrication des dalles orthotropes 102
2.1.2. Contrôle des soudures 104
2.1.3. Connexion dalle orthotrope–BFUP 105
2.1.4. Mise en œuvre du BFUP (BSI/CERACEM®) sur la tôle de 10 mm 107
2.1.5. Mise en œuvre du BFUP (BSI/CERACEM®) sur la tôle de 12 mm 115
2.1.6. Mise en œuvre du Béton Bitumineux (Orthochape®) 117
2.1.7. Conclusions sur la mise en place des revêtements 117
2.2. Description du montage 118
2.2.1. Système d'appuis 119
2.2.2. Dispositifs de chargement 121
2.3. Instrumentation 128
2.3.1. Mesures du comportement d'ensemble 130
2.3.2. Mesures de déformation au voisinage du cordon de soudure 132
2.3.3. Mesures complémentaires sur les corps d'épreuve 134
2.4. Récapitulatif de la campagne expérimentale 137

2. Présentation du programme expérimental

Le programme expérimental décrit dan ce chapitre a été développé dans le cadre du Projet ANR Orthoplus. L'objectif de l'ensemble du programme est d'approfondir la compréhension du comportement en fatigue des éléments de dalle orthotrope entre pièces de ponts. Les contraintes de fatigue (contraintes géométriques) ont été évaluées expérimentalement en utilisant des schémas d'extrapolation des mesures de déformation réalisées à la proximité du cordon de soudure entre l'auget et la tôle de platelage. L'influence sur les contraintes de fatigue de deux paramètres importants a été étudiée :

- type de revêtement : béton bitumineux et BFUP ;
- type de chargement : plaque métallique censée reproduire les charges de calcul de l'Eurocode 1 partie 2 et vraie roue de camion.

Ce programme intègre aussi la validation technologique de la solution revêtement BFUP pour les dalles orthotropes concernant la mise en œuvre du BFUP, le choix de la connexion entre la tôle en acier et la dalle BFUP et la quantification de l'apport en rigidité des revêtements.

Les données expérimentales devraient permettre de valider les deux modèles aux éléments finis développés par les partenaires du projet Orthoplus : IFSTTAR Nantes pour le modèle 2D (éléments plaques) et ENTPE pour le modèle 3D (éléments volumiques).

Le programme expérimental sur les corps d'épreuve à échelle 1 a été réalisé sur la plate-forme d'essai des structures de l'IFSTTAR. Trois corps d'épreuve (tôle de platelage d'épaisseur 10, 12, 14 mm) avec deux types de revêtement (béton bitumineux et BFUP) ont été fabriqués, ce qui a permis de tester quatre configurations (Figure 2.1). Dans l'ordre chronologique des essais, ces configurations sont :

- Dalle orthotrope avec tôle de 14 mm non revêtue ;
- Dalle orthotrope avec tôle de 10 mm revêtue de 35 mm de BFUP type BSI/CERACEM® ;
- Dalle orthotrope avec tôle de 14 mm revêtue de 70 mm de Béton Bitumineux (BB) type Orthochape® ;
- Dalle orthotrope avec tôle de 12 mm revêtue de 35 mm de BFUP type BSI/CERACEM®.

La structure avec la tôle de 14 mm sans revêtement est représentative d'une tôle avec revêtement ultra mince (couche de résine époxy gravillonnée de 8 mm) comme celle du Pont Gustave-Flaubert à Rouen [195]. Ce type de revêtement n'apporte pas de rigidité supplémentaire à la structure en acier. Il est employé de façon à assurer la protection de l'acier et constitue la couche de roulement des véhicules. Le corps d'épreuve avec la tôle de platelage de 14 mm et le revêtement de 70 mm représente la configuration du Viaduc de Millau [90] [91] [92]. C'est en quelque sorte la configuration de référence selon l'Eurocode 3

partie 2 [136] pour assurer la tenue en fatigue en cas de trafic lourd. Les deux autres tôles avec le revêtement en BFUP constituent les tests de validation du nouveau système de renforcement des dalles orthotropes. L'épaisseur de 35 mm représente la moitié de l'épaisseur de béton bitumineux normalement employée dans les ouvrages et constitue aussi une taille minimale satisfaisante pour le coulage de BFUP, même si en préfabrication, des pièces plus fines (20 mm) ont déjà pu être réalisées [42]. De plus une couche plus fine que celle-ci ne permettrait pas de rattraper les défauts de planéité de la tôle de platelage. Le choix du type de connexion entre la partie métallique et le revêtement n'étant pas encore défini de façon définitive sur le plan de l'optimisation technique et économique (voir section 2.1.3). L'utilisation d'une épaisseur de 35 mm de BFUP a semblé adaptée pour couvrir complètement tous les systèmes de connexion proposés dans le cadre de ce programme (treillis soudé représentant une épaisseur de 14 mm, goujons de 25 mm de haut).

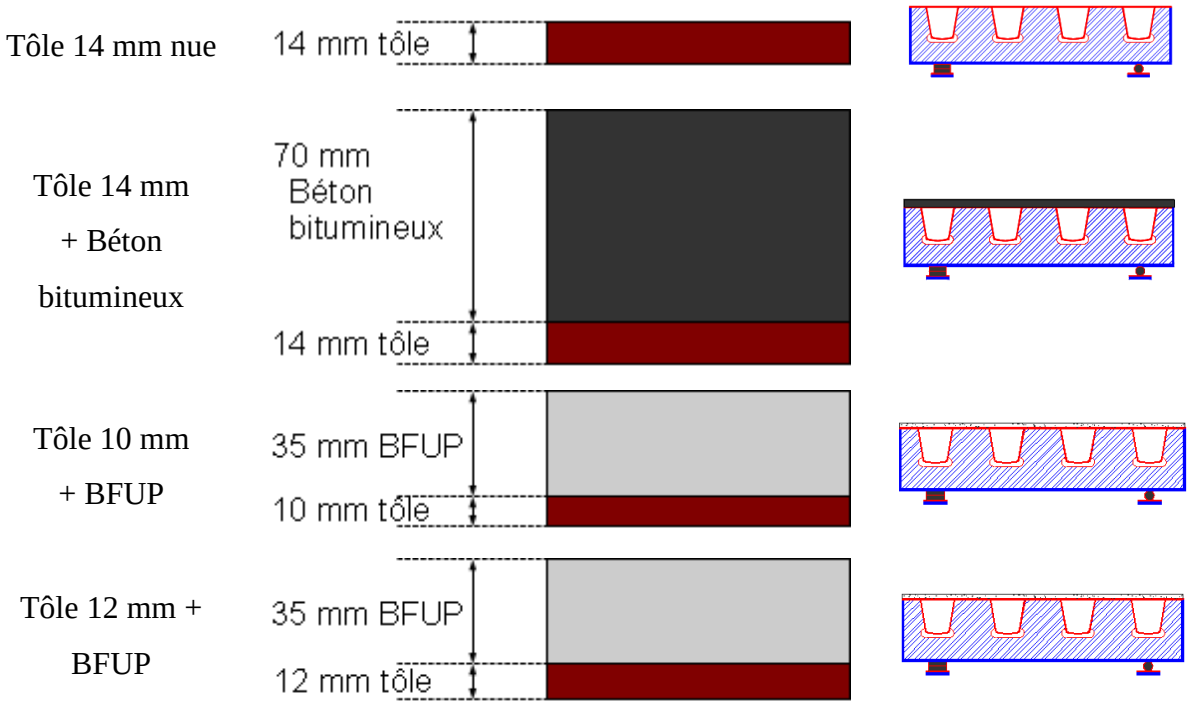


Figure 2.1. *Différentes configurations testées*

Pour donner un ordre de grandeur des rigidités apportées par les revêtements nous avons effectué des calculs en plaque homogénéisée. Nous avons considéré la situation idéale : tôle de platelage et revêtement parfaitement connectés. L'homogénéisation de la section acier–revêtement, à partir du système poutre composite (voir le détail dans la section 4.1) a permis de déterminer les rigidités équivalentes de flexion (D_y – Equation 6) et de torsion (H – Equation 7) de toutes les sections proposées. Plusieurs hypothèses ont été faites relativement au Module d'Young des revêtements. Le Tableau 1.4 montre que le module d'Young du BSI/CERACEM® peut varier de 55 à 65 GPa. Les dernières formulations, à cause du changement de

granulats, ont plutôt un module de l'ordre de 55 GPa. Le module de Young du béton bitumineux varie beaucoup avec la température et avec la fréquence de chargement [149] [152] [153]. On a donc pris en compte plusieurs options : 5350 MPa, 1000 MPa et 15 MPa. De plus, l'épaisseur finale du revêtement BB, mesurée après coulage, est supérieure à celle prévue : 80 mm au lieu des 70 mm prévus.

Les résultats des calculs sont présentés dans le Tableau 2.1. Les lignes en gris sont celles qui correspondent aux corps d'épreuve testés.

t_1 (mm)	E_1 (MPa)	t_2 (mm)	E_2 (MPa)	$I_{radisseur}$ (mm^4)	D_y (kN.mm)	H (kN.mm)
---	---	10	Acier / 210000	146 762 983	51 367 044	765 746
---	---	12	Acier / 210000	156 125 845	54 644 046	981 255
---	---	14	Acier / 210000	164 186 374	57 465 231	1 146 901
35	BFUP / 65000	10	Acier / 210000	218 483 797	76 469 329	1 576 315
35	BFUP / 55000	10	Acier / 210000	216 108 702	75 638 046	1 572 128
35	BFUP / 55000	12	Acier / 210000	219 249 755	76 737 414	1 577 561
70	BB à 10°C / 5350	14	Acier / 210000	218 042 004	76 314 701	1 575 574
70	BB à 20°C / 1000	14	Acier / 210000	189 760 554	66 416 194	1 468 274
70	BB / 15	14	Acier / 210000	165 008 752	57 753 063	1 162 202
80	BB à 20°C / 1000	14	Acier / 210000	195 232 852	68 331 498	1 502 264
80	BB / 15	14	Acier / 210000	165 341 894	57 869 663	1 168 307

Tableau 2.1. *Rigidités de flexion et de torsion des sections étudiées*

Globalement, on observe un gain compris entre 29 % et 32 % sur la rigidité en flexion de la dalle revêtue de BFUP, par rapport à la même tôle sans revêtement. Pour la dalle avec revêtement béton bitumineux, ce gain atteint au maximum 15 % mais peut aussi être quasiment nul. Dans la section 4.1 ces résultats de rigidité équivalente sont utilisés pour calculer les ordres de grandeur des flèches et des contraintes de fatigue dans la liaison auget-tôle de platelage à partir des méthodes simplifiées.

Toutes les étapes du programme expérimental sont présentées dans la suite du Chapitre 2 : réalisation des corps d'épreuve, contrôle de la qualité des soudures, caractérisation des matériaux, montage de l'essai, cas de chargement, instrumentation, acquisition des données.

2.1. Fabrication des corps d'épreuve

2.1.1. Fabrication des dalles orthotropes

Les trois dalles orthotropes en acier ont été fabriquées à l'usine d'Eiffel à Lauterbourg (Figure 2.2 – 1), en suivant la même procédure de fabrication que celle du Viaduc de Millau [148]. Le processus de fabrication s'est achevé fin Mars 2008. Deux structures ont été réceptionnées à l'IFSTTAR Paris le 16 avril 2008 (Figure 2.2 – 2). La dalle avec la tôle de 14 mm a d'abord été testée, et celle de 12 mm a été stockée en attendant de recevoir un revêtement dont le type n'était pas encore défini à l'époque. La tôle de 10 mm a été envoyée à l'usine d'Eiffage TP à Mormant pour coulage du BFUP le 05/03/2009.

Figure 2.2. *1) Usine d'Eiffel à Lauterbourg ; 2) Réception des corps d'épreuve à l'IFSTTAR Paris*

L'objectif du programme expérimental est d'identifier les effets locaux causés par les charges réelles du trafic (charge type Eurocode 1-2) sur une dalle orthotrope. Le détail de fatigue étudié est la liaison auget – tôle de platelage entre pièces de ponts. Les dimensions des corps d'épreuve, largeur de 2,40 m et longueur de 4,00 m, ont été choisies de façon à éviter les effets des bords.

Les deux entretoises distantes de 3,50 m fonctionnent comme les appuis des structures testées. Cette longueur est représentative d'un ouvrage réel, normalement entre 2,00 et 4,00 m. La pièce de pont est constituée d'une âme de (500x15) mm^2, et d'une semelle de (20x250) mm^2. À chaque extrémité de la structure, deux oreilles de levage ont été soudées.

Pour avoir une symétrie dans le corps d'épreuve lors du chargement centré tout en gardant une largeur convenable, nous avons préféré avoir un nombre pair d'augets : quatre. Les raidisseurs sont espacés entre eux de 600 mm.

L'épaisseur de la tôle de platelage est variable 10, 12 ou 14 mm, et celle de l'auget est constante à 6 mm comme dans la structure du Pont de Rouen [195].

La géométrie du corps d'épreuve est représentée sur le plan de la Figure 2.3.

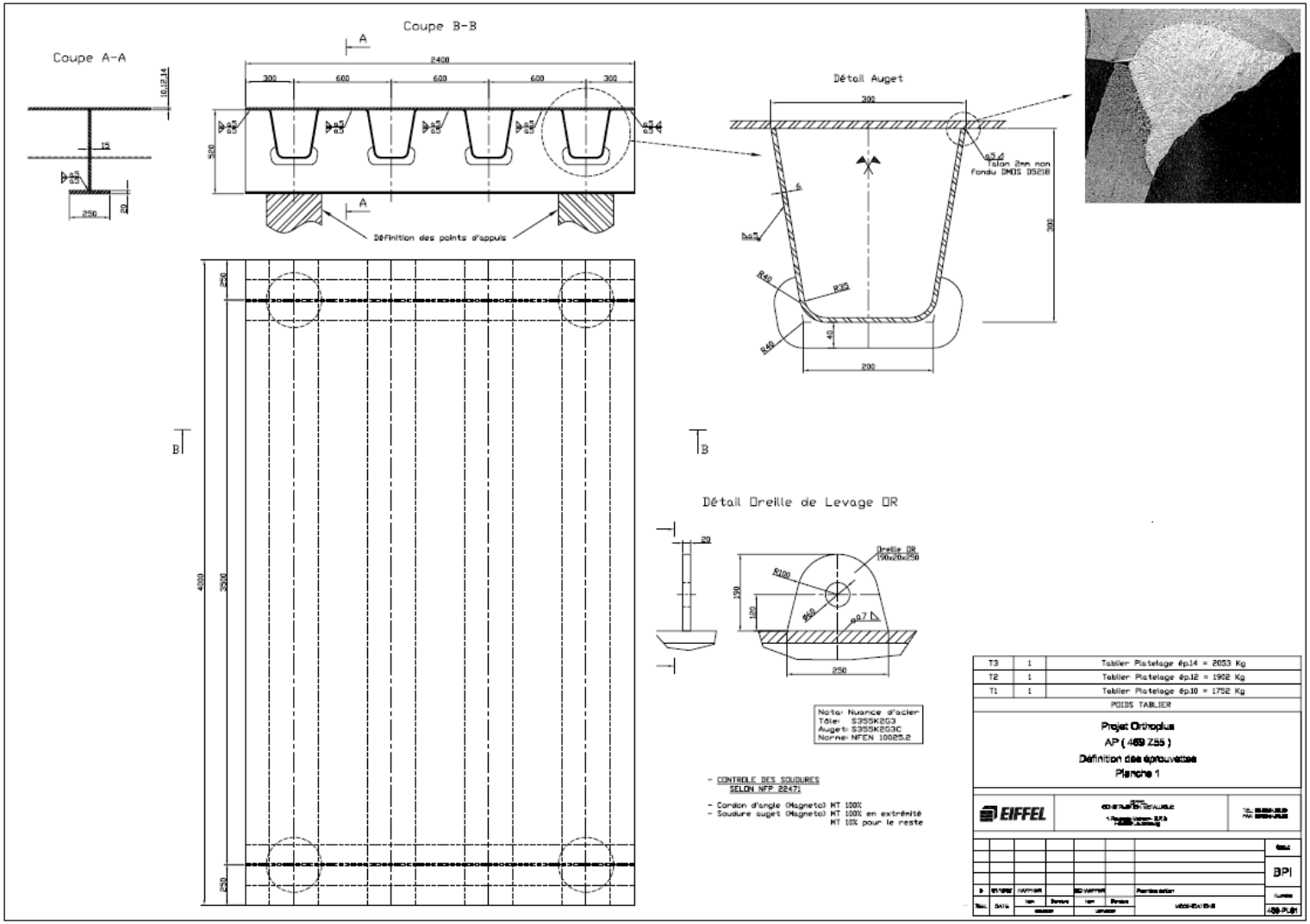


Figure 2.3. *Plan Eiffel des corps d'épreuve du projet Orthoplus*

2.1.2. Contrôle des soudures

Le LRPC de Nancy a réalisé deux interventions pour contrôler la qualité des soudures par la méthode des ultrasons sur le corps d'épreuve avec la tôle de 12 mm. La première a eu lieu le 15 mai 2008, la seconde, le 30 juillet 2008. Ces contrôles sont complémentaires du contrôle par magnétoscopie réalisé à l'usine d'Eiffel. L'objectif était d'estimer le manque de pénétration des soudures longitudinales entre la tôle de platelage et l'auget dans la zone la plus sollicitée lors de l'essai, dont on a vu qu'il pouvait intervenir de façon critique dans la concentration des contraintes.

La Figure 1.7 de la section 1.1.3.3 montre une représentation schématique de la coupe transversale d'un cordon de soudure. Les paramètres géométriques « a » et « b » d'identification de la qualité de la soudure représentent respectivement la distance d'accostage et le manque de pénétration. Le mode de rupture en fatigue de ce type d'assemblage dépend de « a » et « b » [15]. La norme en vigueur indiquent que la valeur de ces paramètres doit être inférieure à 2 mm, si on veut considérer la procédure de soudage comme convenable [136]. De plus, la connaissance des valeurs « a » et « b » rend possible la localisation exacte de la soudure par rapport au point des mesures de déformation. La Figure 2.4 illustre le détail du manque de pénétration dans les extrémités du corps d'épreuve qui est supérieur à 2 mm. Cette valeur, hors norme, est due à un effet de bord lié au processus de soudage.

Figure 2.4. *Détail du manque de pénétration dans l'extrémité du corps d'épreuve (supérieur à 2 mm)*

Les valeurs de « b » mesurées par le LR de Nancy sont comprises dans un intervalle de 0 à 6 mm et sont fortement dispersées.

Pendant la construction du Viaduc de Millau, un grand nombre de tests destructifs a permis de vérifier ces deux paramètres. « b » est garanti inférieur à 2,0 mm. Pour vérifier la procédure de soudage de ses corps d'épreuve, Eiffel a réalisé un contrôle destructif sur la dalle avec tôle de 10 mm. Le platelage a été scié afin de pouvoir réaliser des mesures précises de pénétration sur coupe. Les mesures obtenues pour « b » ont pour moyenne 2,14±0,3 mm [162].

La méthode des ultrasons n'apportant pas d'information exploitable, compte tenu de la dispersion importante des mesures, des contrôles destructifs supplémentaires ont été réalisés en fin de campagne expérimentale (voir résultats de l'autopsie des corps d'épreuve dans le Chapitre 3, section 3.4). Ils ont permis de conforter le caractère acceptable des soudures réalisées.

2.1.3. Connexion dalle orthotrope–BFUP

La réalisation d'une connexion la plus parfaite possible entre la tôle de platelage et le BFUP est très importante car un revêtement non connecté risque d'une part d'apporter un moindre bénéfice vis-à-vis de la fatigue, d'autre part de connaître des problèmes de vieillissement parmi lesquels :

- soulèvement des coins de la dalle par retrait différentiel ;
- épaufrures des joints de dalle légèrement décalés ;
- infiltration d'eau sous la dalle, problématique de gel ;
- déplacement horizontal dû aux effets thermiques et au freinage dans les zones en pente.

Trois types de connexion entre la dalle orthotrope et le BFUP ont été envisagés : goujons, treillis soudé soudé sur le platelage, ou collage (collage du béton frais sur la résine fraîche). Les deux premières solutions sont applicables, mais la dernière semble possible, compte tenu des contraintes de chantier, uniquement si la dalle BFUP est préfabriquée et non coulée en place. L'objectif des partenaires du projet Orthoplus est prioritairement de bénéficier des caractéristiques du BSI qui permettent un coulage en place. Aussi, le collage de la dalle a été exclu même s'il présentait plusieurs avantages tels que : rapidité, qualité de la surface, absence de retrait et des connecteurs à souder.

De façon à déterminer le comportement à la fatigue d'un complexe plaque orthotrope–BFUP et également d'identifier les meilleurs modes de connexion, des essais de fatigue en flexion 5 points ont été réalisés d'avril à novembre 2008 au laboratoire EIFFAGE TP à Corbas. Les éprouvettes de dimensions (580x200) mm^2 étaient constituées d'un platelage métallique de 10 mm d'épaisseur ainsi que d'un revêtement BFUP d'épaisseur 35 mm. Elles ont été équipées soit par des goujons (10 ou 12) soit par la soudure d'un treillis soudé avec des barres de 3,5 mm et une maille de 50 mm x 50 mm ou avec des barres de 8 mm et une maille de 100 mm x 100 mm (Figure 2.5).

Les quatre solutions citées ci-dessous ont été testées en statique (3 cycles de charge, maintien et décharge) et en dynamique (deux millions de cycles à 4 Hz). La description détaillée de la campagne expérimentale ainsi que la totalité des résultats sont présentées dans le rapport interne Orthoplus, identifié sous la référence [77].

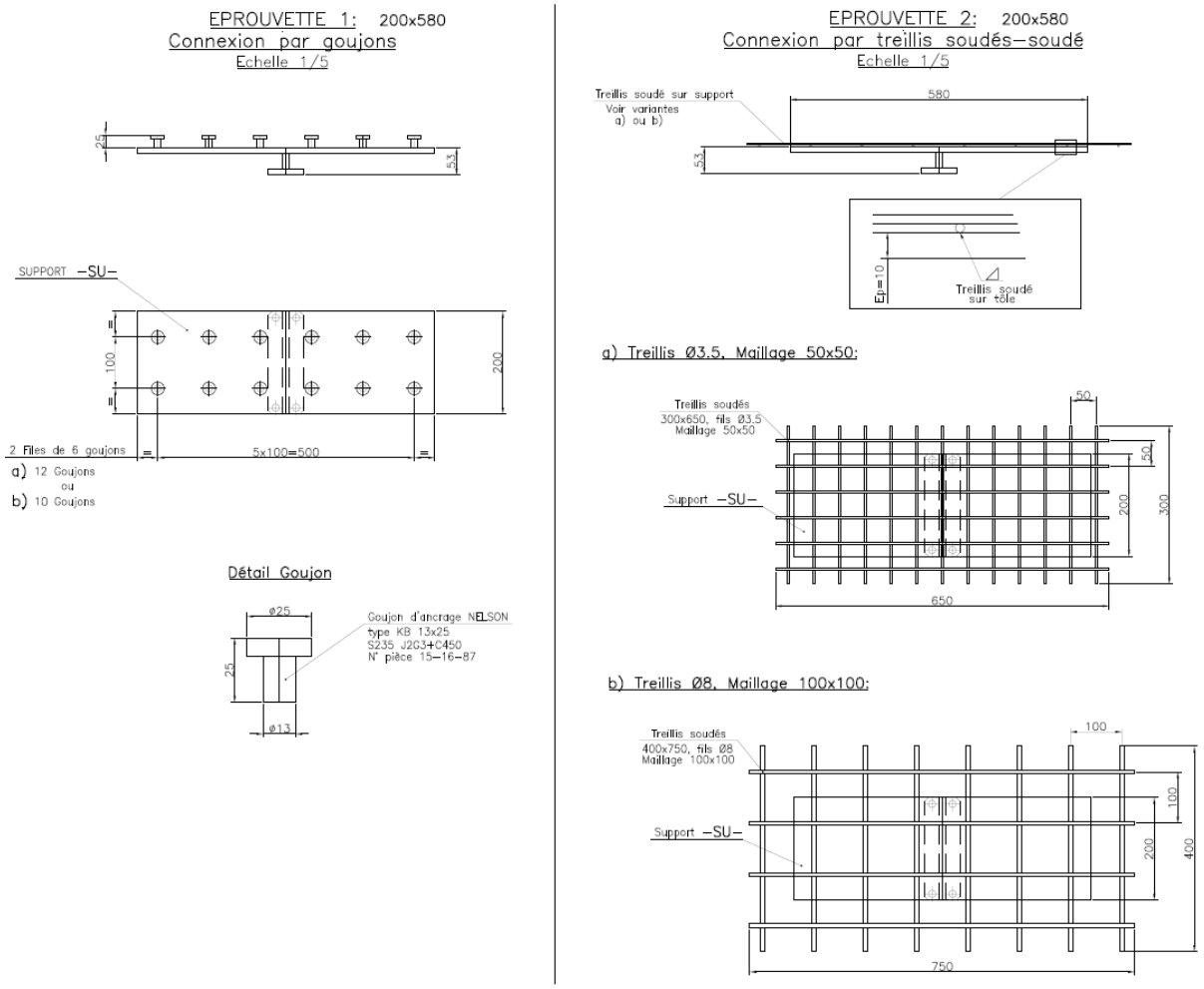


Figure 2.5. *Les configurations des éprouvettes testées en fatigue*

La principale conclusion de ces essais est que, quel que soit le type de connexion considéré, le comportement global observé est très satisfaisant au regard des faibles dégradations observées lors des essais de fatigue. Le treillis soudé présente des avantages supplémentaires :

- il assure la connexion tôle de platelage–BFUP et renforce le revêtement BFUP dans le sens transversal (sens de la 2ème couche) ;
- il participe à la couture des reprises de bétonnage ;
- il laisse le platelage circulable en phase de travaux.

Cette solution treillis soudé avec une maille de 100 mm x 100 mm et des barres de diamètre 7 mm a été mise en œuvre sur le corps d'épreuve avec la tôle de platelage de 10 mm.

Le treillis soudé ST 40C a été soudé sur la dalle orthotrope par Eiffel dans l'usine de Lauterbourg et l'ensemble envoyé au laboratoire de EIFFAGE TP à Mormant pour coulage du BSI/CERACEM®. Un

panneau unique de (6,00x2,40) m^2 a été suffisant pour couvrir le tablier de (4,00x2,40) m^2. Les soudures du treillis à la tôle de platelage sont espacées de 600 mm dans le sens transversal. Dans le sens longitudinal des augets, les soudures sont réalisées alternativement d'un coté ou de l'autre du treillis et ont une longueur d'environ 80 mm. Le plan complet du corps d'épreuve se trouve en Annexe 4 de cette thèse.

2.1.4. Mise en œuvre du BFUP (BSI/CERACEM®) sur la tôle de 10 mm

La dalle orthotrope de 10 mm d'épaisseur a reçu le revêtement BSI/CERACEM® le matin du jeudi 5 mars 2009 sur le site de l'usine AAB à Mormant (77 – Seine et Marne). Le coulage a eu lieu sous une température de l'ordre de 10°C à l'intérieur d'un hangar avec une seule ouverture vers l'extérieur. La formulation mise en œuvre lors du coulage est décrite ci-dessous [38] :

Pour 1 m^3 de BSI/CERACEM® la formulation nominale est la suivante :

Premix BSI B1M2.5U3D5	2296 kg/m^3
Eau de gâchage	190 kg/m^3
Superplastifiant Woerment FM 376	50 kg/m^3
Fibres métalliques SODETAL 20/0.3	195 kg/m^3

Cette formulation est quasi la même que celle proposée dans la carte d'identité du BSI/CERACEM® (Figure 2.6). De façon à bien caractériser le BFUP utilisé à travers la réalisation des essais, d'autres éléments ont été bétonnés simultanément au corps d'épreuve Orthoplus (Figure 2.7) :

- 12 cubes 10 cm – essais de compression simple réalisés au laboratoire de Mormant ;
- 2 plaques carrées de 74 mm d'arête et 35 mm d'épaisseur moyenne avec un treillis soudé ST 40C posé sur le fond du coffrage (6 barres de 7 mm espacées dans les deux sens de 100 mm) ; 2 plaques carrées de 74 mm d'arête et 30 mm d'épaisseur en moyenne, sans treillis – essais de flexion 4 points adaptés à des éléments minces en BFUP réalisés à l'IFSTTAR, selon les recommandations de l'AFGC [3] ;
- 6 cylindres 11 x 22 cm – essais de résistance à la compression simple et essais de module complexe en compression menés à l'ENTPE ;
- 20 cylindres 7 x 14 cm – essais de module complexe en traction-compression à plusieurs températures et essais de traction directe sur éprouvettes entaillées réalisés à l'ENTPE ;
- 5 éprouvettes (580x200) mm^2 avec 12 goujons et 7 éprouvettes (580x200) mm^2 avec treillis soudé ST 40C – essais de flexion 5 points réalisés à l'ENTPE.

Caractéristiques mécaniques		
Densité	ρ	2.80t/m^3
Résistance caractéristique en compression à 28j	f_{c28}	165 MPa
Résistance caractéristique en traction à 28j de la matrice	f_{t28}	8.8 MPa
Résistance caractéristique en traction à 28j du matériau fibré	σ_{bt28}	8.8 MPa
Valeur caractéristique du module d'Young à 28j	E_{i28}	65 GPa
Coefficient de Poisson	ν	0.2
Coefficient de dilatation thermique	α	11.5µm/m
Retrait endogène à l'infini	$\varepsilon_{re\infty}$	550
Retrait de dessiccation à l'infini	$\varepsilon_{rd\infty}$	150
Fluage propre et de dessiccation (chargement à t1=48h)	Kfl	1
Caractéristiques rhéologiques		
Durée Pratique d'Utilisation	DPU	2 heures
Etalement au cône DIN (sans secousse de la table) à to+2min	e (cm)	$60 \leq e \leq 68$
Teneur en air occlus	AO	$\leq 3.5\%$
Composition pour 1m^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 (Lf=20mm Φ=0.3mm)	195 kg	± 2%

Figure 2.6. *Carte d'identité du BSI/CERACEM® (Grandeurs déterminées suivant [3])*

Figure 2.7. *1 – Coffrage des éprouvettes ; 2 – Coulage des éprouvettes*

Pour la fabrication de la totalité des corps d'épreuve, trois gâchées de BSI/CERACEM® d'environ 170 l ont été utilisées. La première a concerné les éprouvettes citées ci-dessus, la deuxième la moitié de la dalle orthotrope et la troisième l'autre moitié de la dalle.

Le coffrage fixé sur le pourtour du platelage a été fabriqué en bois. La dalle a été disposée horizontalement sur 4 appuis dans un même plan. Le coulage a été fait à la goulotte à l'aide du pont roulant. Deux personnes étalaient et talochaient avec des truelles le matériau, toujours à la recherche du meilleur état de surface (moins de fibres dépassant la surface de la dalle). Pour assurer le lissage, une règle métallique a été passée longitudinalement tout au long du corps d'épreuve (pas de règle vibrante). La cure a été réalisée dans les premières heures avec un produit « anti-évaporant » (Masterkure 111 CF). Sur les images de la Figure 2.8, on observe tout le processus de mise en œuvre du BFUP sur la dalle orthotrope. Le lendemain du coulage l'ensemble des corps d'épreuve a été démoulé.

Figure 2.8. *Mise en œuvre du BFUP sur le corps d'épreuve Orthoplus : dalle orthotrope de 10 mm*

2.1.4.1. Relevé des fissures suite au coulage du BSI/CERACEM®

Le lendemain du coulage, des fissures ont été observées en surface de la dalle orthotrope. Lors de la réception du corps d'épreuve à l'IFSTTAR le 31 Mars 2009 (Figure 2.9), soit à 26 jours d'âge, un relevé des fissures a été effectué.

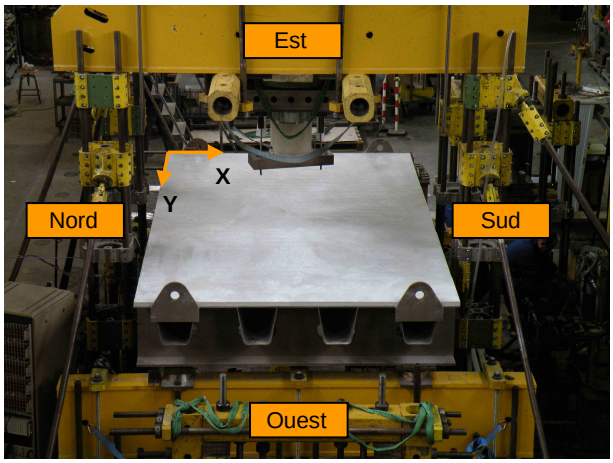


Figure 2.9. *Positionnement de la dalle orthotrope revêtue de BFUP sur la plateforme d'essai*

Plus de 50% des fissures se trouvaient situées sur le côté Est de la dalle d'essai de l'IFSTTAR Paris. Lors du coulage, ce bord était directement exposé à la partie ouverte de l'usine d'Eiffage TP, région soumise à des courants d'air, et donc soumise à des échanges hydriques. Dans cette partie de la structure on note l'existence de larges fissures dont l'épaisseur mesurée varie entre 1,0 mm et 1,3 mm. Les observations à l'aide d'une loupe x10 montrent qu'aucune fibre ne traverse ces fissures. Le Tableau 2.2 présente le résumé du relevé de fissures et la Figure 2.10 illustre la distribution de ces fissures sur le corps d'épreuve.

Ouverture des fissures	**Nombre de fissures**		
	Côté est	**Milieu**	**Côté ouest**
< 0,1 mm	17	2	15
de 0,1 mm à 0,3 mm	30	15	17
de 0,4 mm à 0,6 mm	4	2	
de 0,7 mm à 1,0 mm	2		
> 1,0 mm	1		
TOTALE	54	19	32

Tableau 2.2. *Nombre de fissures dans la dalle de 10 mm revêtue de BFUP*

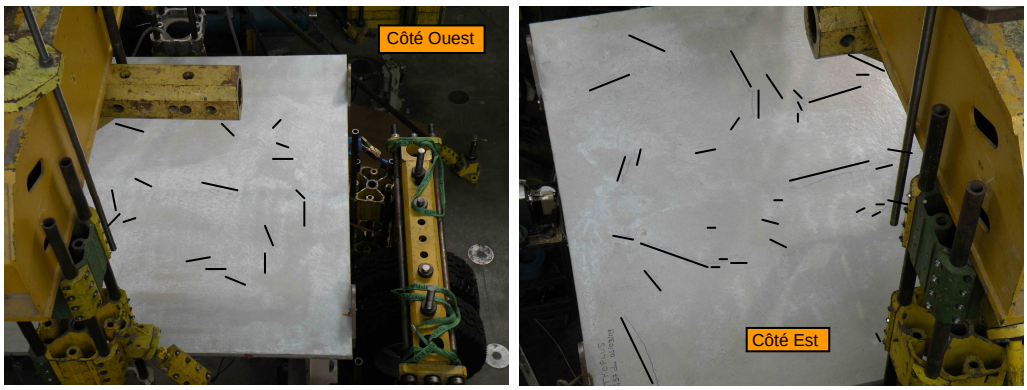


Figure 2.10. *Répartition de manière globale des fissures sur la dalle orthotrope*

2.1.4.2. Identification des gonflements au centre de la dalle

Des gonflements (petites bosses), sept au total, sont apparues au niveau de l'instrumentation (Figure 2.11). Ils se situent dans la zone d'application de la charge. Ce phénomène de gonflement semble provenir d'une réaction entre la feuille d'aluminium utilisée pour protéger les jauges collées sur la fibre supérieure de la tôle et les granulats présents dans le BSI-Ceracem®. Un ponçage a été effectué avant le collage des jauges sur la surface du BFUP, ce qui a permis d'égaliser un peu la surface de façon à assurer une répartition uniforme de la charge appliquée par le néoprène.

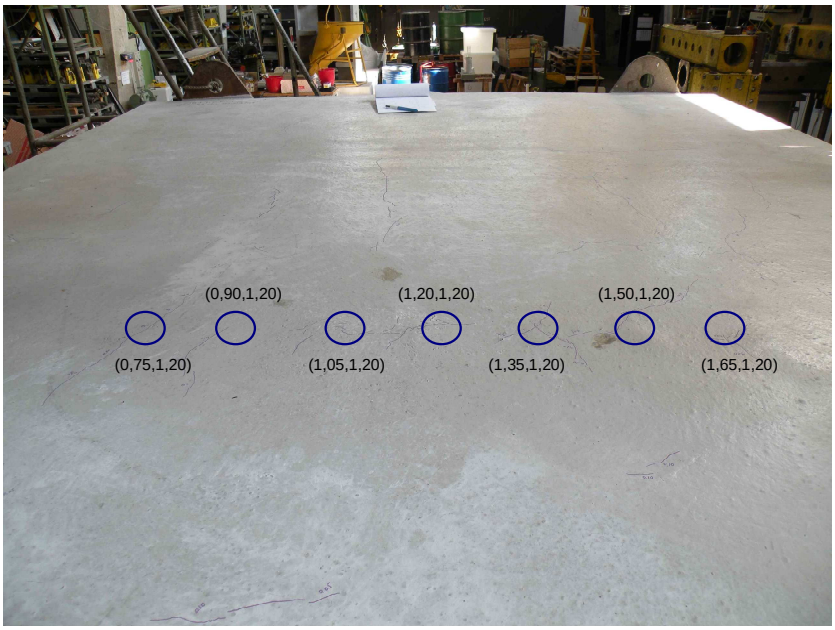


Figure 2.11. *Localisation des gonflements*

2.1.4.3. Identification des zones de décollement au bord de la structure

On a observé par ailleurs de légers décollements de la couche de BFUP au niveau des bords du corps d'épreuve, et sur toute la longueur et la largeur de ce dernier. Ces décollements sont moins présents dans le sens transversal. On peut évaluer ce décollement en mesurant la longueur sur laquelle on peut faire pénétrer un réglet de fine épaisseur entre la couche de BFUP et la tôle métallique. Cette valeur est comprise entre 0 et 6 cm sur les bords transversaux et entre 0 et 18 cm sur les bords longitudinaux. La Figure 2.12 ci-dessous illustre ce propos.

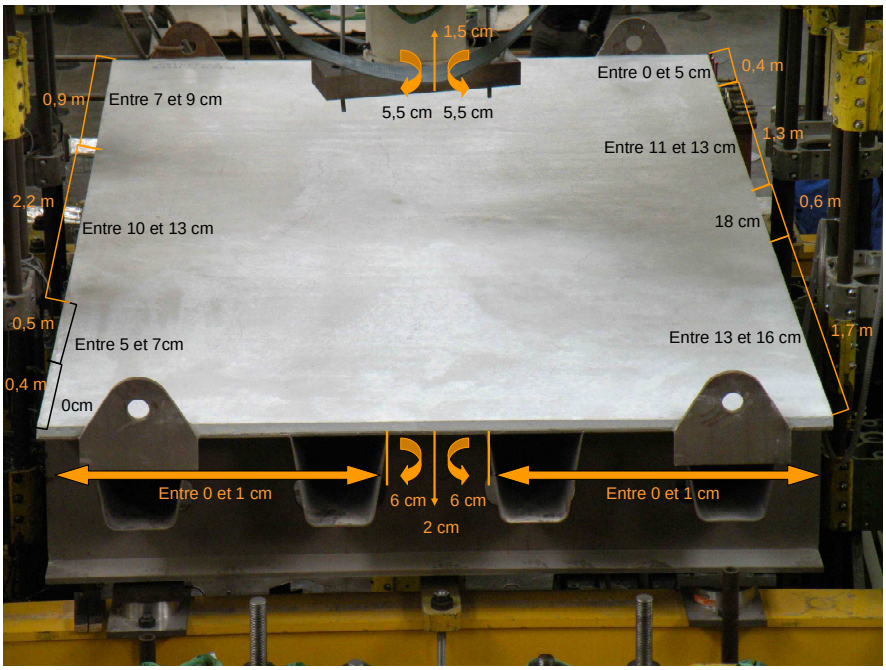


Figure 2.12. *Mesure du décollement sur les bords de l'élément*

2.1.4.4. Analyse des causes de la fissuration et solutions préconisées

Deux causes de la fissuration nous ont semblé possibles : un retrait empêché par la tôle métallique ou un retrait plastique en début de prise. Etant donné la localisation préférentielle des fissures et leur apparition précoce dans la structure, on peut raisonnablement imaginer que ce phénomène est lié au retrait plastique ou de dessiccation avant prise [205], associé au retrait endogène du BFUP qui est très élevé [155]. Le phénomène s'initie à la surface du BFUP frais, sous l'effet de la dessiccation amplifiée par le vent si la surface n'est pas protégée lors de la prise. Le BFUP n'a alors aucune résistance à la traction et les fibres ne sont d'aucun secours puisque la contrainte d'adhérence BFUP – fibres est alors quasi-nulle.

Une autre remarque importante concerne le type de connexion : le treillis est très présent dans le BSI/CERACEM® ; il perturbe la disposition des fibres et le fonctionnement du matériau. On note sur la Figure 2.13 que les fibres n'ont pas systématiquement accès à la partie inférieure du treillis.

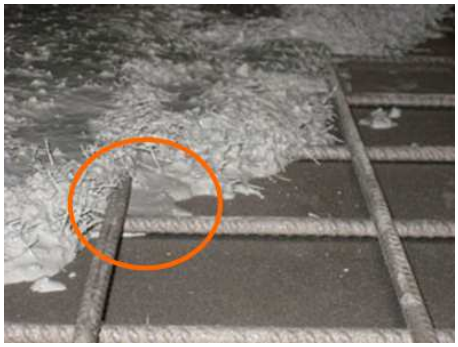


Figure 2.13. *Répartition des fibres dans la maille du treillis soudé*

De manière à régler le problème de la fissuration du BFUP, avant de revêtir la dalle orthotrope de 12 mm, d'autres tests de faisabilité sur éléments prototypes ont été réalisés. L'élément choisi a été le VMD (Viaduc Métallique Démontable) de 9 m qui a été concédé au projet Orthoplus par le Centre National des Ponts de Secours (CNPS). Les bétonnages ont eu lieu dans l'usine d'Eiffage TP à Monthyon, sur un terrain sans abri (condition de chantier). Le VMD a été divisé en quatre planches d'essais et deux paramètres ont été testés : connexion BFUP – tôle de platelage (treillis soudé ou goujon) et la formulation du BSI/CERACEM®. Deux mesures ont été mises en place pour limiter la dessiccation en surface lors de la prise du béton : cure renforcée et dispositifs de protection contre le vent et le soleil. Ces tests supplémentaires ont démontré que les fissures étaient la conséquence de la combinaison de deux paramètres : la connexion qui gène la mise en place du BFUP et le manque de traitement de la surface libre. La formulation du BFUP n'a pas eu d'influence sur le résultat, confirmant qu'il ne s'agissait pas d'un problème de retrait thermique ou retrait endogène empêché.

La dernière planche d'essai (1/4 du VMD) connectée par l'intermédiaire de goujons (Figure 2.14), qui a bénéficié d'une cure très soignée avec l'utilisation d'une bâche, a démontré la faisabilité de la solution sur un ouvrage réel (absence de fissures de retrait). Cette configuration a été utilisée sur le corps d'épreuve avec la tôle de 12 mm.

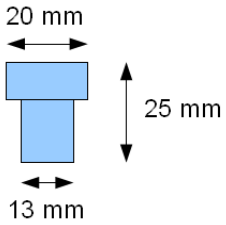


Figure 2.14. *Schéma goujon Nelson*

2.1.4.5. Injection des fissures

Les fissures du corps d'épreuve avec la tôle de 10 mm ont été injectées par une résine époxydique. S'agissant d'injection au sol, aucun matériel particulier pour mise en pression n'est nécessaire. L'injection se fait de façon gravitaire. La boîte contenant la résine doit être placée entre 1,0 m et 1,50 m au dessus de la fissure à injecter et doit contenir environ 1 à 2 litres.

On s'est inspiré des procédures d'injection de liants époxydiques fournis par Résipoly et Freyssinet, et la résine J24 FD, liant pur semi souple, très fluide, a été choisie comme produit d'injection.

Une autre option aurait pu être considérée : la résine J22 plus rigide. Cependant, le taux de réussite avec ce type de liant, pour des fissures très petites – de taille comprise entre 0,05 mm et 0,3 mm d'ouverture – est de 10%, alors que ce taux atteint 60% avec la résine choisie. Le descriptif de ce produit se trouve en Annexe 5.

Le mode opératoire d'une injection commence par le nettoyage de la surface des fissures. On place ensuite les injecteurs en respectant l'espacement préconisé qui varie avec l'épaisseur de la fissure. Les diffuseurs d'injection sont scellés avec la résine RS204 et les fissures sont calfatées sur toute leur longueur. On crée une toile de tuyau transparent très ramifiée qu'on connecte à la sortie du réservoir de résine et à la tête de chaque injecteur mis en place sur la dalle. L'injection est terminée lorsque la résine commence à remonter au niveau du tuyau. La Figure 2.15 montre quelques images du processus d'injection.

Figure 2.15. *Procédure d'injection : pose des injecteurs et remplissage du réservoir*

L'injection a été réalisée après une première campagne d'essais statiques, les 23 et 25 août 2009. Une deuxième campagne d'essais statiques a eu lieu à l'issue de ces travaux d'injection. La campagne d'injection n'avait pas pour but de restaurer la rigidité à un niveau équivalent à celui d'un BFUP non fissuré. Pour cela, il aurait fallu du ciment. L'objectif était d'étudier l'influence d'une réparation qui aurait sans doute été réalisée dans un cas réel.

2.1.4.6. Essais de caractérisation du BSI/CERACEM®

Les résultats des différents essais de contrôle du BSI/CERACEM® réalisés par le laboratoire de Mormant [38] sont présentés dans le Tableau 2.3 ci-dessous :

TYPE D'ESSAI	RESULTATS OBTENUS
Etalement au cône DIN sans choc (2 min)	62 cm
Air occlus	2,6 %
F_c moyen sur cubes 10 cm à 7 jours	142 MPa
F_c moyen sur cubes 10 cm à 14 jours	155 MPa
F_c moyen sur cubes 10 cm à 28 jours	181 MPa
F_c moyen sur cubes 10 cm à 90 jours	190 MPa

Tableau 2.3. *Résultats des essais de caractérisation menés au laboratoire d'Eiffage TP à Mormant*

La totalité des résultats des essais de caractérisation du BFUP menés par l'ENTPE se trouve dans la référence [5] : essai de module complexe, essai de module complexe en compression, essai de résistance en compression, essai de résistance en traction, essai de flexion 5 points sur échantillon de dalle orthotrope revêtue de BFUP et essai de sollicitation en fatigue d'une éprouvette cylindrique entaillée (résultats présentés dans la section 1.5.1.5).

L'IFSTTAR a, quant à lui, été responsable de la réalisation des essais de flexion 4 points sur les dallettes en BFUP armé et non armé coulées le même jour que le corps d'épreuve 10 mm + 35 mm de BSI/CERACEM®. La description de la campagne expérimentale et les détails des résultats sont présentés dans l'Annexe 6 et également dans le rapport Orthoplus référence [10].
A travers la réalisation de ces essais nous avons déterminé directement certaines caractéristiques du matériau BFUP telles que : la valeur moyenne du module d'Young, 56,7 GPa, et la valeur moyenne de la limite de linéarité en traction, f_{tj} = 9,6 MPa. L'application de l'analyse inverse aux résultats de flexion sur plaques minces [3] [9], nous a permis de déterminer f_{tu}, indiqué dans les recommandations AFGC comme la contrainte associée à une déformation ultime de 1% dans la courbe contrainte déformation de calcul (bilinéaire en traction) et permettant de retrouver le même moment maximal que dans l'essai de flexion. Pour ε_u = 10,0 ‰ nous avons obtenu f_{tu} = 8,30 MPa.
L'ensemble de ces résultats a été ensuite utilisé dans la modélisation aux éléments finis des corps d'épreuve revêtus de BFUP (Chapitre 4, section 4.2.1.1).

2.1.5. Mise en œuvre du BFUP (BSI/CERACEM®) sur la tôle de 12 mm

Deux facteurs principaux ont déterminé la solution à adopter pour le corps d'épreuve correspondant à la tôle d'acier de 12 mm : les essais de coulage du BFUP réalisés sur le VMD (essais de faisabilité), et également les essais push-out (essais mécaniques) réalisés par le CTICM sur les éprouvettes avec deux types de connexion, treillis soudé et goujon [158]. Les deux connexions ont présenté des modes de rupture différents : fragile pour le treillis soudé et ductile pour le goujon. De ce fait, dans le cadre de la mise en place sur un ouvrage réel, la solution goujon présente un comportement charge-glissement satisfaisant vis-à-vis de la connexion mixte platelage – BFUP. De plus, la grande ductilité de la connexion assure la bonne répartition des efforts pour ne pas brider le béton et induire des fissures de retrait dans la dalle. Le plan complet du corps d'épreuve avec les goujons Nelson soudés sur la surface du hourdis est présenté dans l'Annexe 4.

Le soudage des goujons a été effectué le 10/05/2010 à l'usine d'Eiffage TP à Monthyon. Le revêtement BFUP a été coulé le 26/05/2010 sur le même site. Le coulage s'est effectué en deux temps. Une surface représentant les deux tiers du corps d'épreuve a d'abord été recouverte de BFUP puis protégée du vent au moyen d'une bâche plastique. Un produit de cure a été appliqué sur la surface juste après mise en place du

BFUP. Après une interruption d'environ une heure, le temps de fabriquer une deuxième gâchée, le coulage s'est poursuivi sur le dernier tiers de la dalle (Figure 2.16).

Figure 2.16. *Coulage du BSI/CERACEM® sur la dalle orthotrope de 12 mm*

Quelques fissures de petite ouverture (maximum 0,1 mm) ont été observées le lendemain du coulage dans la zone de reprise de bétonnage (2/3 de la dalle) et à proximité du bord de la dalle (Figure 2.17). La présence de ces fissures ne met pas en cause le type de connexion adopté, ni la réussite du coulage. Elles sont très superficielles et s'apparentent plus à de légères crevasses. La zone de chargement étant très peu fissurée, nous avons pu considérer l'état du BFUP comme satisfaisant pour la représentativité de l'essai.

Figure 2.17. *Fissure d'ouverture 0,10 mm dans la zone de reprise de bétonnage*

Le corps d'épreuve a été livré à l'IFSTTAR le 21/06/2010. Sur le pourtour du corps d'épreuve, nous avons pu placer un réglet de fine épaisseur entre l'acier et le BFUP et ce sur une profondeur d'environ 10 cm. L'épaisseur relevée sur les bords de la dalle BFUP est comprise entre 35 mm et 40 mm.

2.1.6. Mise en œuvre du Béton Bitumineux (Orthochape®)

Le béton bitumineux a été mis en oeuvre sur le corps d'épreuve avec la tôle de 14 mm le 07/10/2009 à Monthyon dans l'usine d'Eiffage TP. Une semaine avant la pose de la couche de roulement, le vernis de protection et de collage (Siplast Primer) et la couche d'étanchéité (Parafor Ponts) ont été mises à chaud sur la tôle de platelage. Pour rendre possible le coulage du béton bitumineux par l'utilisation d'un finisseur, le corps d'épreuve a été enterré au niveau du sol. Le compactage a été assuré par l'emploi des cylindres lisses en mode statique (Figure 2.18).

La dalle orthotrope de 14 mm d'épaisseur associée au revêtement Orthochape® a été reçue à l'IFSTTAR le 11/12/2009. A son arrivée, une vérification de ses dimensions a été réalisée qui a permis de constater que l'épaisseur du revêtement sur les bords de la plaque mesurait 80 mm au lieu des 70 mm initialement prévus. Après dépose et découpage du corps d'épreuve à l'issue des essais, vingt mesures d'épaisseur ont été réalisées. Les valeurs mesurées étaient comprises entre 65 mm et 80 mm sur l'ensemble du corps d'épreuve. Une dénivellation de l'ordre de 10 mm a été constatée dans la direction nord – sud.

Des échantillons du matériau bitumineux prélevés par carottage après réalisation des essais mécaniques ont été transmis au laboratoire de la société Eiffage TP pour vérifier les caractéristiques du matériau. Les résultats des mesures de masse volumique et de module d'Young extraits du rapport Orthoplus de la tâche 2c [143] sont rapportés ci-dessous :

- Masse volumique mesurée : 2,435 g/cm^3 ;
- La mesure du module d'Young a été réalisée sur deux éprouvettes à 15°C pour une fréquence de 10 Hz. Les deux valeurs obtenues sont 8500 et 11 000 MPa.

2.1.7. Conclusions sur la mise en place des revêtements

La solution avec le revêtement béton bitumineux type Orthochape® avait déjà été employée dans un ouvrage réel, le Viaduc de Millau. De ce fait dans le cadre du Projet Orthoplus, il n'était pas question de démontrer à nouveau sa faisabilité à l'échelle de la structure. En revanche une des originalités du projet consistait à effectuer le coulage en place du BFUP. Du point de vue de la faisabilité technique, la solution BFUP a été éprouvée par la bonne réussite des corps d'épreuve. Nous n'avons pas été confrontés au problème du retrait gêné. Les fissures observées ont été liées au phénomène de dessiccation en surface avant la prise du BFUP. Les modalités de maîtrise du retrait plastique (cure immédiate et soignée bâchage

pour protéger de la dessiccation) ont pu être déployées dans des conditions réalistes, qui resteraient à optimiser industriellement.

Deux aspects restent également à approfondir concernant le passage de l'échelle laboratoire à l'échelle industrielle :

- Comment assurer le coulage en place sur de grandes largeurs et longueurs, avec des pentes longitudinales et transversales ?
- Comment garantir de façon pérenne l'étanchéité du revêtement et l'absence d'infiltrations à l'interface acier – BFUP ?

Figure 2.18. *Mise en œuvre du béton bitumineux sur la dalle orthotrope de 14 mm*

2.2. Description du montage

Le montage de l'essai a été conçu (Figure 2.19) et réalisé par l'équipe technique de la plateforme d'essai des structures de l'IFSTTAR Paris (Figure 2.20).

Le corps d'épreuve est soutenu par deux grandes poutres. Celles-ci sont appuyées sur trois poteaux (au centre – non représenté sur le schéma de la Figure 2.19 – et aux extrémités). Les quatre poteaux sont ancrés sur la dalle d'essai via des puits d'ancrage de capacité en compression de 500 kN, et en cisaillement de 100 kN. La même conception structurelle a été adoptée pour soutenir le portique supportant le vérin (Figure 2.19). Un système de contreventement a été ajouté aux grands poteaux de façon à assurer la stabilité

du montage (non représenté sur le schéma de la Figure 2.19). Le vérin SCHENCK, de capacité 1000 kN en statique, et 800 kN en dynamique, a été utilisé pour réaliser les chargements.

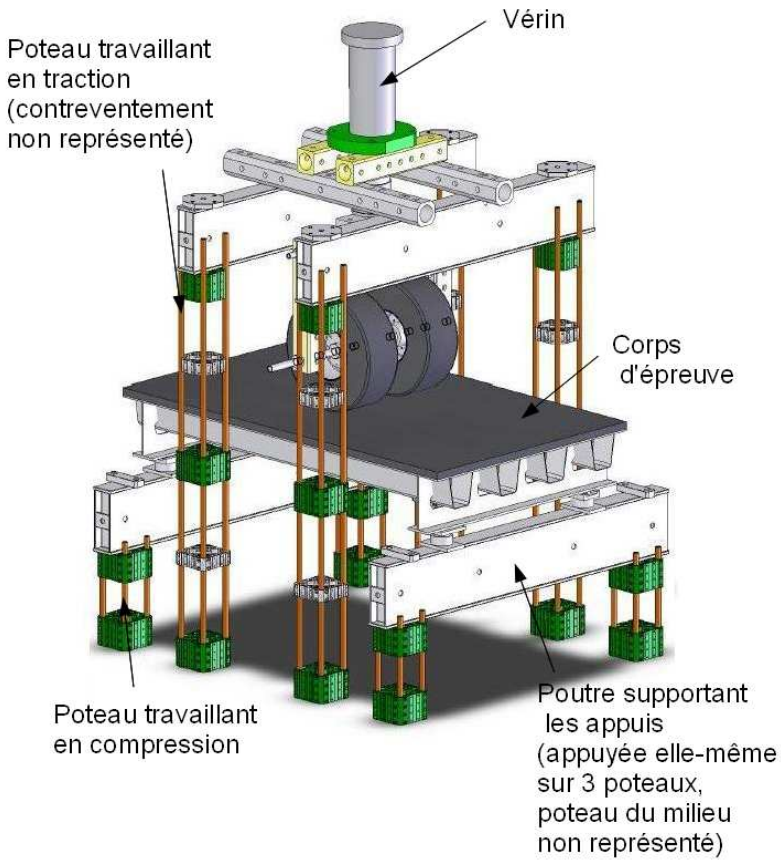


Figure 2.19. *Vue schématique du montage réalisé*

Figure 2.20. *Montage finalisé*

2.2.1. Système d'appuis

Le corps d'épreuve repose sur quatre appuis, fixes ou glissants, disposés de façon à limiter au strict minimum la composante horizontale des réactions d'appui (Figure 2.21).

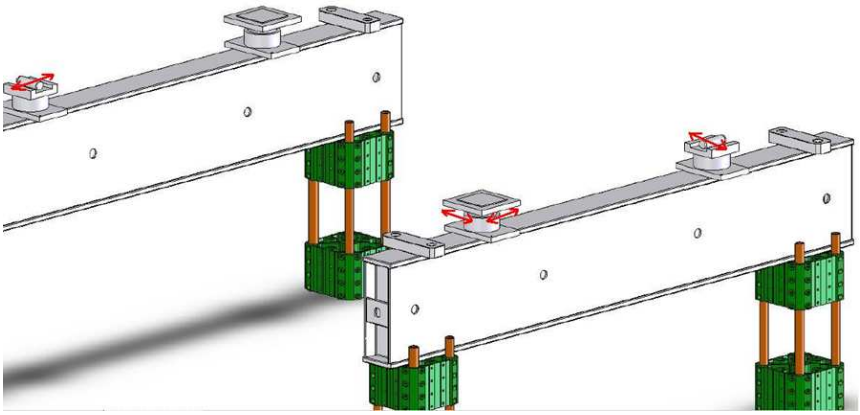


Figure 2.21. *Degrés de liberté en translation*

Deux appuis sont constitués par des rouleaux. Un rouleau qui libère la translation dans la direction x, et un autre qui libère la translation dans la direction y. Un capteur de force est associé à leur base pour mesurer la réaction verticale. Les trois rotations (x, y, z) sont bloquées au niveau de ces appuis.

Les deux autres appuis sont des plaques métalliques, une plaque fixe, c'est-à-dire translation bloquée, et une glissante (superposition de plaques graissée – téflonnées), où les translations x et y sont libérées. On a ajouté une rotule et un peson à chacun de ces appuis. La rotule libère les trois rotations (x, y, z). Le schéma complet du montage peut être visualisé sur la Figure 2.22.

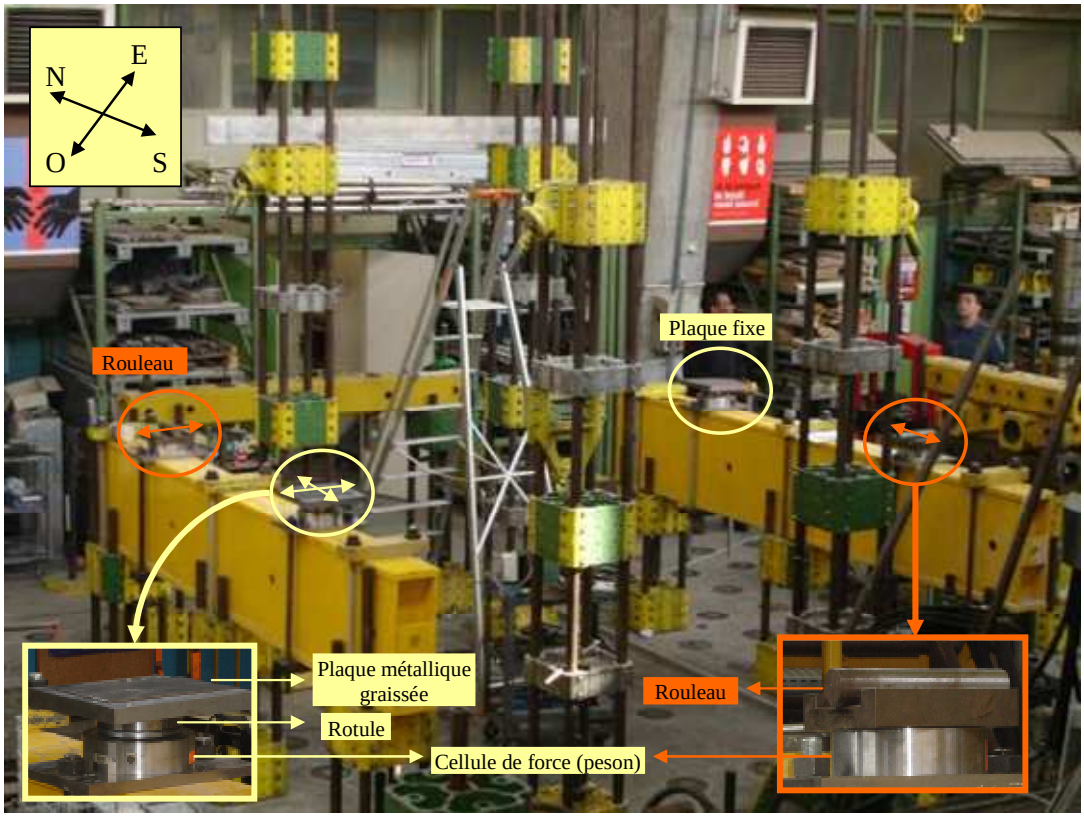


Figure 2.22. *Schéma réel des appuis*

2.2.2. Dispositifs de chargement

Les dalles orthotropes ont été sollicitées selon deux types de chargements : plaque métallique d'épaisseur 40 mm ou 42 mm, reproduisant les surfaces de chargement citées dans l'Eurocode 1 partie 2 [134], et roue de camion réelle, comme représenté sur la Figure 2.23.

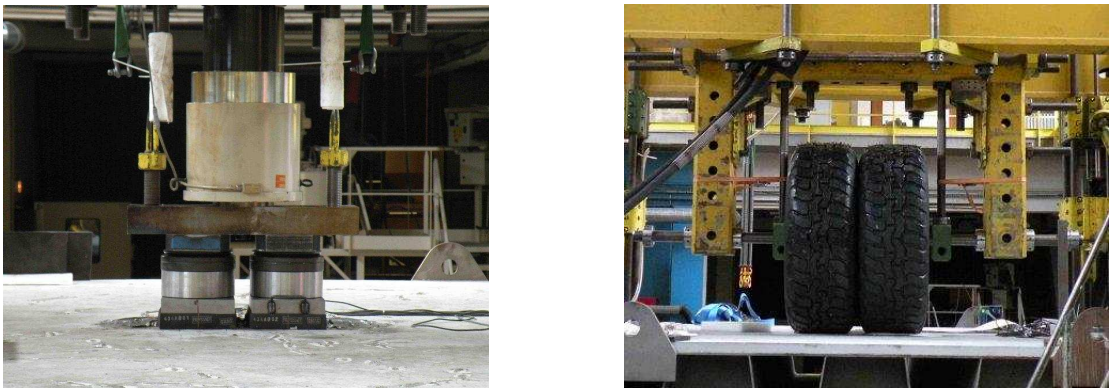


Figure 2.23. *Les deux types de transmission de l'effort sur la dalle orthotrope*

Deux plaques métalliques ont été employées, de dimensions respectives : (220x320) mm^2 ou (270x320) mm^2. La première plaque est dénommée « de type A », et la deuxième « de type C » par référence aux modèles de charge de l'Eurocode 1-2. L'association de deux plaques de type A représente la configuration « roue jumelée » de type B [106].

Entre les plaques et le corps d'épreuve est intercalée une plaque néoprène de 5 cm d'épaisseur de façon à assurer une répartition aussi uniforme que possible de la charge surfacique appliquée (Figure 2.24). Cet élément satisfait la norme EN 1337-3 :2005 [133] relative aux appareils d'appui en élastomère. Le module de cisaillement G de l'élastomère est de 0,9 MPa ± 0,15 MPa conformément à la dite norme.

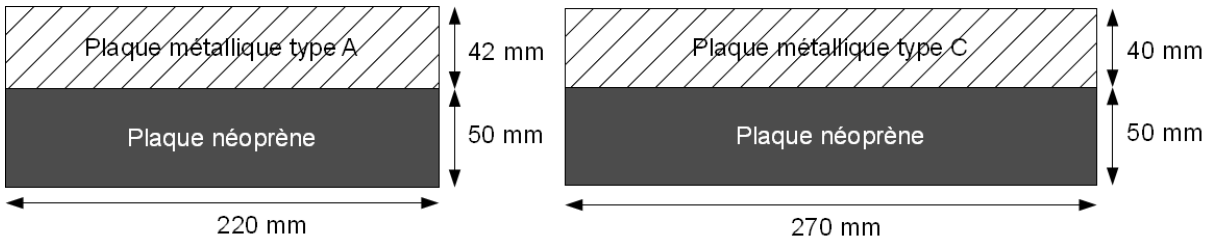


Figure 2.24. *Coupe transversale des plaques métalliques type A et C sur la plaque néoprène*

Parallèlement aux chargements par plaques destinés à simuler directement la situation de calcul, des chargements par roue visent à représenter de façon plus réaliste les efforts du trafic, compte tenu de la souplesse locale de la structure testée.

Les limitations de charge imposées par le fabricant (Michelin, Goodyear Dunlop Tires) ont rendu le choix du modèle de la roue difficile. De Jong [50] avait utilisé des roues de dimension 315/80 R22.5 pour

représenter la roue simple de type A et la double de type B de l'Eurocode 1-2. L'utilisation d'une roue de même dimension n'aurait pas permis de monter au delà de 67 kN dans la configuration double, soit 33,5 kN par roue. En tenant compte de cette contrainte, nous avons décidé d'employer des roues de dimension 385/65 R22.5 (Figure 2.25) pour représenter la plaque de type A. Celle-ci a été retenue par l'étude de De Jong comme représentative d'une plaque de type C. Plusieurs fournisseurs ont alors été contactés pour confirmer ce choix et nous assurer que les roues de ce type sont largement utilisées sur le marché français en configuration roue jumelée.

315 | 80 | R | 22.5 | XZA1

Référence Michelin	Etanchéité	Indice de charge	Indice de vitesse	Charge nominale simple	Charge nominale jumelé	Section libre en mm	Diamètre libre en mm	Circonférence de roulement en mm
110355	TL	156/150	L	8000	13400	317	1079	3290

385 | 65 | R | 22.5 | XF 2

Référence Michelin	Etanchéité	Indice de charge	Indice de vitesse	Charge nominale simple	Charge nominale jumelé	Section libre en mm	Diamètre libre en mm	Circonférence de roulement en mm
152914	TL	158	L	8500	18000	378	1072	3284

Figure 2.25. *Fiches descriptives des différentes roues [209]*

Trois pneus rechapés du type 385/65 R22.5 ont été achetés, tous de marque Michelin et montés sur des jantes neuves. A chaque essai, la pression de gonflement a été vérifiée en essayant de la maintenir la plus proche possible de 8,5 bars.

Les empreintes des roues pour les différents cas de chargement ont été prises afin de mesurer la surface réelle d'appui de la roue sur le platelage. Pour ce faire, peinture noire et grandes feuilles blanches, posées avant l'essai au niveau de la région d'application de la charge, ont été employées (Figure 2.26).

Figure 2.26. *Mesure des empreintes des roues de camion*

Différentes configurations de chargement ont été choisies de façon à rendre possible l'analyse des effets locaux, au niveau de la liaison auget-tôle de platelage, pour les différentes configurations des dalles orthotropes testées.

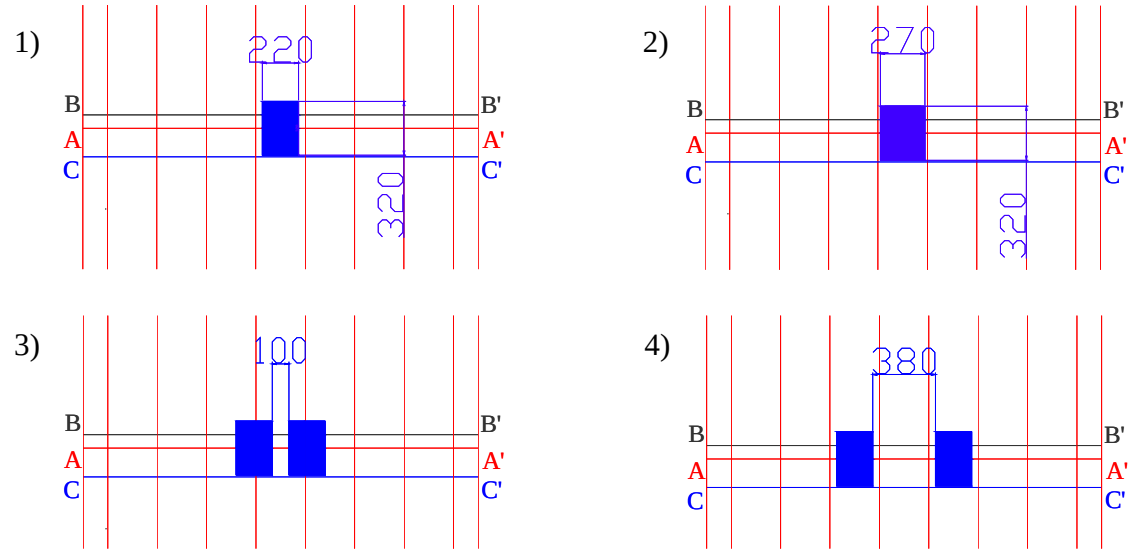


Figure 2.27. *Schéma des quatre configurations appliquées à la structure*

Les configurations suivantes ont été réalisées sur tous les corps d'épreuve testés :

- **charge simple centrée** : plaque de type A (Figure 2.27 : schéma 1), plaque de type C (Figure 2.27 : schéma 2) et roue de camion ;
- **charge double** : chargement appliqué par deux plaques de type A et par deux roues de camion. Sept cas de chargement de type plaques ont été réalisés avec des écartements respectifs de 5, 50, 100 (Figure 2.27 : schéma 3), 170, 240, 310 et 380 mm (Figure 2.27 : schéma 4) pour toutes les dalles testées. Les écartements de 100, 170, 240, 310 et 380 mm ont été utilisés pour les tests avec roues dans le cas des dalles revêtues en BFUP et en BB, sauf pour la tôle nue (premiers essais). Pour ces tests, les écartements de roues qui ont été imposés sont : 100, 170, 210, 280, 350, 420 et 500 mm.

  Des écartements similaires dans le cas des plaques et des roues imposent en réalité des chargements différents à la structure. La géométrie des pneumatiques nous oblige à réaliser la mesure de l'écartement par la partie extérieure de la roue : mesure de Dm (Figure 2.28). Dans la pratique, seule une partie de la section de pneumatique est efficace (Figure 2.28). De ce fait un écartement de 5 mm (Dm) des roues est équivalent à 100 mm (Dc) dans le cas des plaques.

Le montage de l'essai permet uniquement l'application d'un chargement à résultante centrée, ce qui constitue une limitation au programme expérimental réalisé [13].

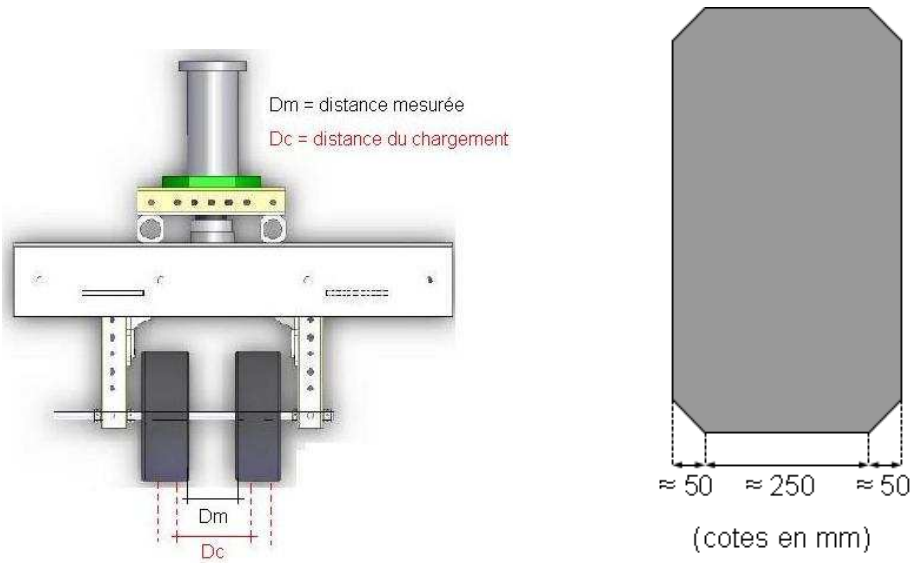


Figure 2.28. *Représentation de l'écartement dans la configuration de chargement avec roues*

La plage de variation des écartements est établie entre les deux bornes suivantes : la charge centrée – au milieu entre les deux augets – et la charge double appliquée au milieu de chacun des augets (Figure 2.27 : schémas 1 et 4). De cette manière, le positionnement des charges passe sur la zone critique étudiée : soudure auget - tôle de platelage.

Il est important de signaler que, dans la réalité, seulement trois des ces configurations de charge sont représentatives d'un chargement réaliste dû au trafic, ou considéré comme tel dans l'Eurocode 1 :

- plaque de type A (roue de camion) ;
- plaque de type C ;
- deux plaques de type A écartées de 100 mm (roues jumelées).

Dans le cas de la dalle de 14 mm non revêtue, après la réalisation des dix-sept premiers essais, sept configurations supplémentaires ont été réalisées : trois configurations avec l'auget du côté sud ajouré dans la région centrale de la structure pour compléter l'instrumentation, et quatre autres configurations pour tester l'influence de la nature de l'interface du système d'application de la charge. Au total, la dalle orthotrope non revêtue a été soumise à vingt-quatre configurations de chargement.

Les dalles orthotropes revêtues auront été testées quinze fois, sauf le corps d'épreuve avec la tôle de 10 mm revêtue de BFUP. Celui-ci a été soumis à plus de quinze configurations de chargement statique, on a en effet réalisé des essais avant et après injection, soit un total de vingt quatre tests.

Les essais statiques effectués sur les corps d'épreuve Orthoplus sont des essais de flexion réalisés à vitesse lente, dits « quasi-statiques » (vitesse de chargement entre 0,5 kN/s et 2,0 kN/s). L'objectif est de rester dans le domaine de comportement réversible de la structure.

La force appliquée varie de 0 à 150 kN pour une plaque. Le domaine de variation est plus réduit dans le cas de la roue de camion : de 0 à 45 kN (charge maximum imposée par le fabricant). La valeur de 150 kN correspond à la charge maximum en ELS (Etat Limite de Service) caractéristique sous l'effet d'un convoi T1 (avec toutefois une surface chargée de 400 x 400 mm au lieu de 220 x 320 mm) [30]. Les corps d'épreuve ont donc été soumis à des conditions de chargement plus sévères que celles préconisées par la norme.

Les charges de fatigue des plaques type A, B et C, permettant l'exploitation des résultats expérimentaux dans le Chapitre 3 de cette thèse, ont été définies à partir du modèle LM 2 de l'Eurocode 1-2 (Figure 2.29). Ce modèle représente un ensemble de camions idéalisés, appelés camions « fréquents », considérés séparément circulant seuls le long de la voie. La contrainte produite par le passage de chaque camion est comparée individuellement à classe de détail de la courbe S-N ; on vérifie ainsi si la durée de vie en fatigue est illimitée.
Nous avons choisi la force de 45 kN pour représenter la plaque A, 60 kN, pour la plaque C, et 90 kN (double de la charge de la plaque A), pour la plaque B.

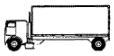
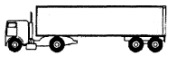
1	2	3	4
Silhouette du camion	**Espacement des essieux** (m)	**Charge d'essieu fréquente** (kN)	**Type de roue** (voir tableau 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figure 2.29. *Modèle de charge de fatigue 2 de l'Eurocode 1-2 [134]*

Pour le calcul de durée de vie des structures testées, décrit dans le Chapitre 4 de cette thèse, nous avons utilisé le modèle de charge de fatigue LM 4 de l'Eurocode 1-2 (Figure 2.30). Il consiste en un ensemble de camions standard produisant ensemble des effets équivalents à ceux du trafic typique des routes européennes.

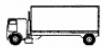
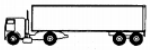
Type de véhicule			Type de trafic			
1	2	3	4	5	6	7
			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local	
Camion	Espacement des essieux (m)	Charges d'essieu équivalentes (kN)	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Type de roue
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Figure 2.30. *Modèle de charge de fatigue 4 de l'Eurocode 1-2 [134]*

Les positions de chargement testées lors des premiers essais sur la tôle de 14 mm non revêtue ont permis d'identifier la configuration la plus pénalisante pour les corps d'épreuve testés : plaque simple type A centrée (voir Chapitre 3). Cette configuration a été choisie pour la réalisation des essais de fatigue sur les dalles orthotrope revêtues de BFUP et de BB. Initialement, on souhaitait reproduire la réalité et utiliser la roue de camion pour ces essais, mais la difficile maîtrise des paramètres d'asservissement du vérin avec ce type de charge nous a conduits à abandonner cette option. De plus, avec le chargement roue simple, nous aurions été obligés de réaliser les essais de fatigue avec une amplitude très faible (0 – 50 kN).
L'utilisation d'une plaque plutôt qu'une roue est sécuritaire en ce qui concerne les amplitudes de contrainte au niveau de la soudure auget-platelage : la largeur de la plaque est plus faible que la largeur de l'empreinte de la roue.

L'objectif des essais de fatigue est de vérifier que les corps d'épreuve peuvent supporter cent millions de cycles ou plus (lorsqu'on se trouve à la limite de troncature de la courbe de Wöhler), sous la charge jugée la plus agressive du modèle de fatigue numéro 2 de l'Eurocode 1-2 [134]. Conformément aux résultats dans la

partie 3.2, nous avons choisi la plaque A chargée à 45 kN comme charge la plus agressive. La réalisation de cent millions de cycles étant incompatible avec la durée d'une thèse, nous avons choisi d'effectuer un nombre plus réduit de cycles mais avec une amplitude de chargement plus grande. La courbe de Wöhler (Figure 2.31) a été utilisée pour trouver l'amplitude équivalente avec « seulement » deux millions de cycles.

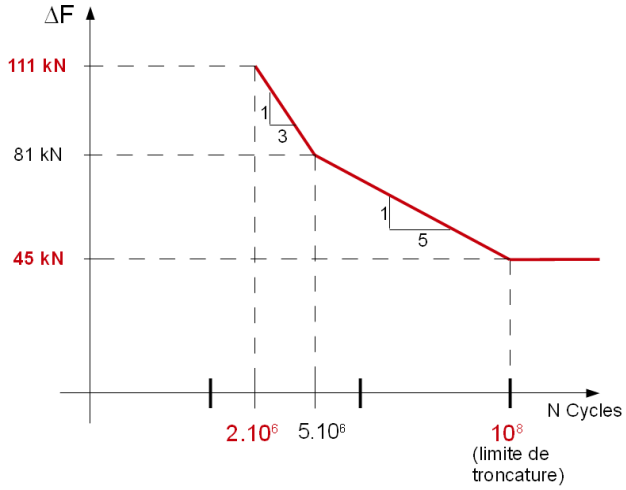


Figure 2.31. *Détermination du chargement de fatigue à partir de la courbe de Wöhler*

On obtient une amplitude équivalente de 111 kN, arrondie à 110 kN. Cette valeur est très proche de la charge fréquente qui correspondrait à 70% du convoi TS1 (0,7*150 = 105 kN). Deux millions de cycles avec un chargement variant entre 10 et 120 kN correspondent donc à 100 ans de trafic lourd qui représente idéalement deux millions d'essieux de 90 kN par an. La fréquence de chargement adoptée étant de 1,1 Hz, la durée de l'essai a été d'environ vingt deux jours, sans compter les interruptions pour les essais statiques. Entre le début et la fin des essais de fatigue, huit essais « quasi statiques » de charge et décharge entre 0 et 150 kN ont été réalisés comme décrit dans le Tableau 2.4 ci-dessous.

Type de sollicitation	**Nombre de cycles effectués**	**Nombre de cycles total**
Statique		
Cyclique	10	10
Statique		
Cyclique	110	120
Statique		
Cyclique	900	1020
Statique		
Cyclique	9 000	10 020
Statique		
Cyclique	90 000	100 020
Statique		
Cyclique	900 000	1 000 020
Statique		
Cyclique	1 000 000	2 000 020
Statique		

Tableau 2.4. *Phases de l'essai de fatigue entrecoupées par des essais statiques*

2.3. Instrumentation

Trois sections transversales de dalles orthotropes ont été instrumentées (Figure 2.32) :

- AA’ : section à mi portée de la structure, soit dans l’axe de la charge ;
- BB’ : section à un quart de la longueur de la zone chargée par rapport à l’axe de la charge (sauf pour le corps d’épreuve de 12 mm revêtue de BFUP, l’axe BB’ est décalé de 200 mm du centre de la dalle vers l’est) ;
- CC’ : section à 10 mm au-delà du bord de la charge dans le sens longitudinal (sauf pour le corps d’épreuve de 12 mm revêtue de BFUP, où l’axe CC’ est décalé de 400 mm du centre de la dalle vers l’est).

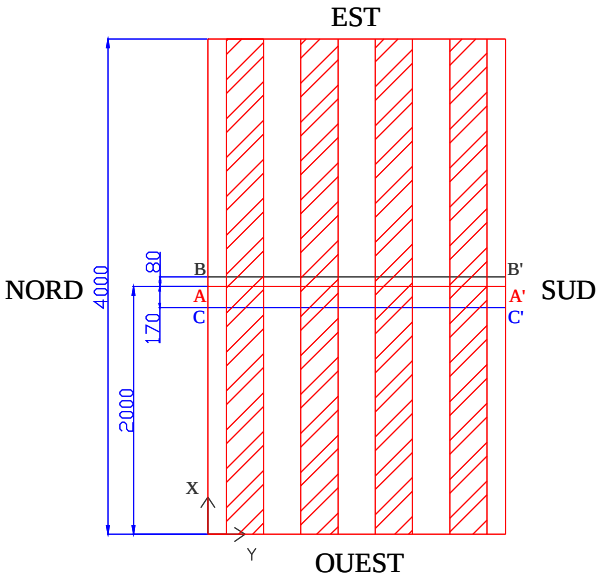


Figure 2.32. *Sections instrumentées (vue de dessous)*

L’axe AA’ correspond à la section la plus chargée, et les deux autres axes donnent accès à la diffusion de la charge dans le sens longitudinal.

Les mesures réalisées peuvent être classées en deux catégories (Figure 2.33) :

- Mesures liées au fonctionnement global : forces appliquées, réactions d’appui, déplacements verticaux (FL_i), déformations dues à la flexion d’ensemble (jauges numérotées unidirectionnelles (J) et bidirectionnelles (BD) dans les directions longitudinale (L) et transversale (T)), température ($°C_i$).
- Mesures locales: déformations au voisinage des cordons de soudure (jauges en chaînettes numérotées (CH)).

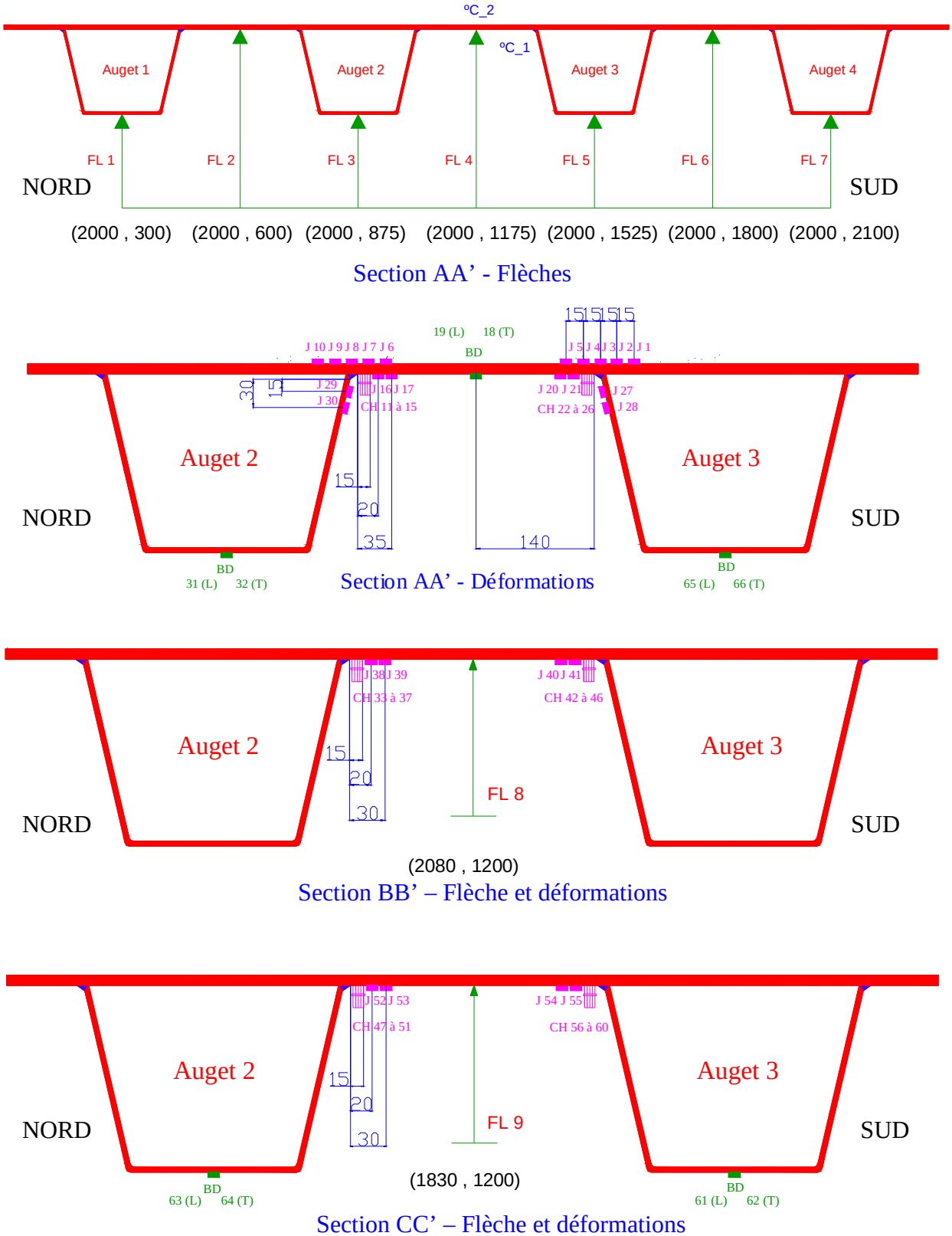


Figure 2.33. *Détail des sections instrumentées AA', BB' et CC' (cotes en mm) : numérotation des voies de mesure – tôle nue*

La Figure 2.33 présente les plans d'instrumentation des sections instrumentées du corps d'épreuve avec la tôle de 14 mm non revêtue : position (en x–y) et numérotation des capteurs. Au total, 91 voies de mesure ont été utilisées dans cette campagne d'essais.
Pour la dalle de 10 mm revêtue avec 35 mm de BFUP, 97 voies ont été utilisées. La dalle de 14 mm revêtue avec 80 mm de BB était initialement instrumentée par 75 voies de mesures. Pendant la campagne d'essai, la centrale d'acquisition est tombée en panne ; elle a du être remplacée, le matériel alors disponible a permis l'acquisition de 66 voies seulement. Le dernier corps d'épreuve avec une tôle de 12 mm revêtue de BFUP a été équipé de 79 voies de mesures. Les plans d'instrumentation de ces trois corps d'épreuve se trouvent dans l'Annexe 7.
Malgré l'évolution de l'instrumentation au cours des essais nous avons conservé une partie commune entre les quatre corps d'épreuve testés très importante : les mesures de flèche et les mesures de déformations sur l'axe AA' (l'axe le plus chargé). Les différences s'expliquent par deux points principaux :

- les possibilités d'instrumentation sont nécessairement affectées par le type de revêtement mis en œuvre sur la dalle orthotrope ;
- l'instrumentation a été précisée et a évolué au fil des campagnes expérimentales, au vu des premiers résultats et des besoins des modèles numériques.

2.3.1. Mesures du comportement d'ensemble

La force appliquée et les réactions d'appuis ont été mesurées par des cellules de force (pesons à jauges) visibles sur la Figure 2.22.
Lorsque la charge est appliquée par des roues, l'effort appliqué à la structure peut être mesuré uniquement par le peson du vérin qui est connecté directement à la centrale d'acquisition. Pour les essais réalisés avec les plaques métalliques cette mesure a également été faite de façon à confirmer la valeur obtenue par le peson positionné sur la plaque.

Les flèches ont été mesurées à l'aide de capteurs de déplacement du type LVDT (Linear Variable Displacement Transducers) placés au dessous de la tôle en sous face et appuyés sur des supports métalliques fixes indépendants de la structure (Figure 2.34). La section AA' a été instrumentée au-dessous des augets et entre deux augets sur toute sa longueur. Pour les deux autres sections, seule la flèche sur l'axe a été mesurée. Tous les capteurs ont une course de 10 mm, sauf le FL9 qui présente une course inférieure, de 4 mm.

Quelques jauges de déformation du type bidirectionnel (BD) ont été placées sur les sections AA' (en général 3 jauges) et CC' (entre 1 et 3 jauges suivant le corps d'épreuve) de façon à capter le comportement global de la structure. Il s'agit de jauges de 120 ohms et de longueur de grille de 5 mm sur laquelle se fait la moyenne de la mesure. Les positions sont représentées sur la Figure 2.35 ci-dessous : au centre du corps

d'épreuve dans la partie inférieure de la tôle de platelage et au centre de l'auget dans la partie inférieure des augets 2 et 3.

Deux jauges bidirectionnelles additionnelles ont été collées dans l'axe AA' de la dalle avec la tôle de 12 mm revêtue de BFUP (Figure A.33 de l'Annexe 7) ; elles constituent un complément à l'instrumentation de base pour aider à la validation du modèle numérique.

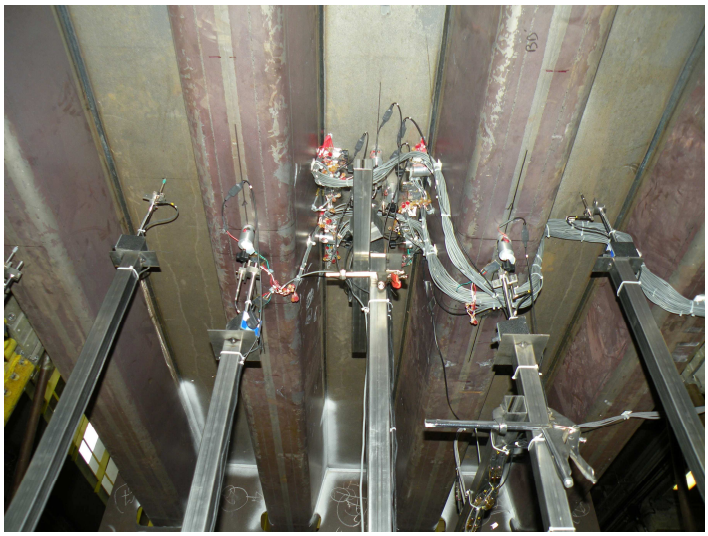


Figure 2.34. *Positionnement des capteurs de déplacement sur le corps d'épreuve*

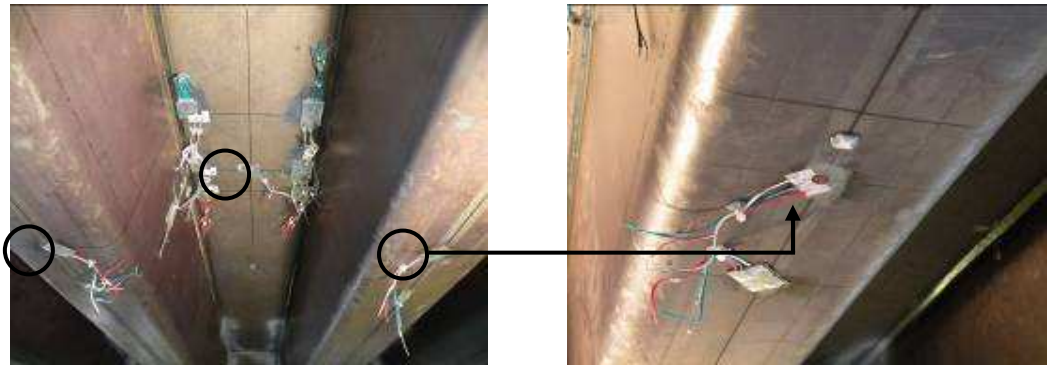


Figure 2.35. *Jauges bidirectionnelles collées sur la section AA'*

La mesure de la température a été effectuée en deux points différents de la structure : au-dessus et au-dessous de la dalle orthotrope sur le coin nord-ouest de la structure, coordonnées (0,0) (Figure 2.32), pour les corps d'épreuve tôle nue et dalles revêtues de BFUP. Pour le corps d'épreuve de 14 mm revêtu de BB, les capteurs de température on été placés très près du centre de la dalle.

La connaissance de la température rend possible, si nécessaire, la correction du facteur de jauge, par conséquent, la correction de la mesure de la déformation. D'autre part, elle est indispensable pour la bonne interprétation du comportement du matériau viscoélastique qui est le béton bitumineux [152].

2.3.2. Mesures de déformation au voisinage du cordon de soudure

Pour chacune des sections instrumentées – AA', BB', et CC' – des jauges de déformation de type chaînette (CH), ont été collées à proximité du pied du cordon de soudure au-dessous de la tôle de platelage. Les distances varient suivant le corps d'épreuve : 3 mm, pour le corps d'épreuve tôle nue et dalle de 12 mm revêtue de BFUP ; 2 mm, pour la dalle de 10 mm revêtue de BFUP et 6 mm pour la tôle de 14 mm avec 80 mm de béton bitumineux. Les chaînettes sont composées de cinq jauges de déformation unidirectionnelles espacées entre elles de 2 mm ou 3 mm. Elles ont une base de mesure de 1 mm. L'objectif était d'évaluer la concentration de contrainte au niveau du détail auget-tôle de platelage et d'obtenir la contrainte géométrique de fatigue (déformation extrapolée à partir des mesures multipliée par le module d'Young de l'acier) définie dans la section 1.3.2. de cette thèse.

Dans le prolongement des chaînettes, des jauges de résistance 120 ohms et base de mesure de 5 mm ont été collées à 20 mm et 35 mm, ou 25 mm et 37 mm du pied du cordon. La distance varie suivant le corps d'épreuve (voir plan d'instrumentation de chacune des dalles : Figure 2.33 et Annexe 7). Ces jauges associées à la présence des chaînettes (Figure 2.36) rendent possible l'application des deux schémas d'extrapolation de la littérature : celui de l'étude CECA [15] et celui de l'Institut International de Soudure [93] (voir section 1.3.3.).

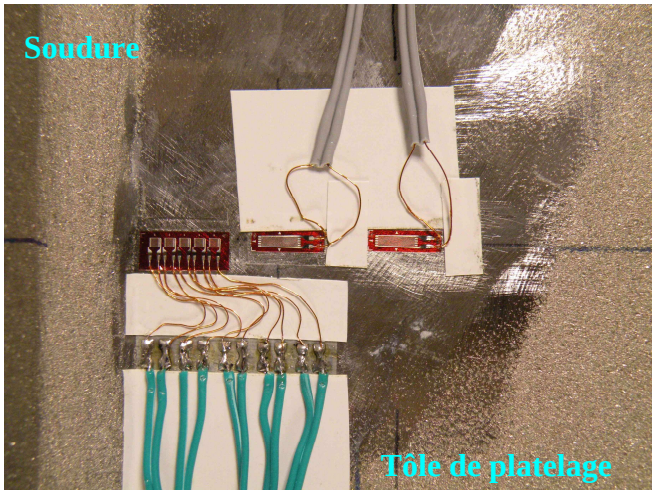


Figure 2.36. *Jauges de déformation positionnées au-dessous de la tôle de platelage à proximité du cordon de soudure (axe BB' du corps d'épreuve de 10 mm revêtue de BFUP)*

Les mêmes mesures de déformation locale peuvent être réalisées sur la face latérale de l'auget. Les mesures des deux jauges à 15 mm et 30 mm du pied du cordon sont utilisées pour extrapoler la contrainte géométrique du détail étudié : liaison auget – tôle de platelage dans la section AA'. Les résultats de l'étude CECA (Figure 1.43 – Graphique du poste 2) ont révélé la non existence de concentration de contrainte à cet endroit. Les déformations suivent un profil très linéaire. Pour cette raison, pour la majorité des corps

d'épreuve, nous n'avons pas collé de chaînettes dans cette région, sauf pour le corps d'épreuve tôle de 14 mm revêtue de BB (Figure 2.37). Cette exception a été motivée par la volonté de vérifier les constats de l'étude CECA ; on a en effet remarqué des valeurs de contraintes de fatigue très élevées au pied du cordon de soudure, au niveau de la paroi de l'auget.

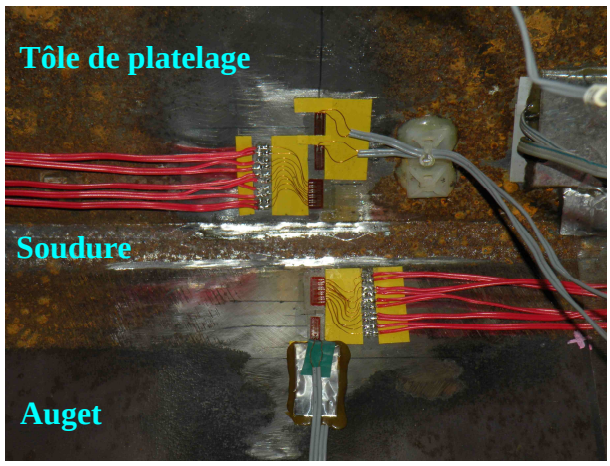


Figure 2.37. *Jauges de déformation positionnées au-dessous de la tôle de platelage et sur la paroi de l'auget à proximité du cordon de soudure (axe AA' du corps d'épreuve de 14 mm revêtu de BB)*

Pour les tests réalisés sur le corps d'épreuve sans revêtement, dix jauges de déformation ont été collées au-dessus de la tôle de platelage sur l'axe AA'. L'objectif était d'identifier la déformation à l'endroit de la soudure. En partant du milieu de la structure, cinq jauges ont été collées sur la première soudure côté nord et cinq sur la première soudure côté sud (Figure 2.38). A la fin du programme expérimental, presque toutes ces jauges avaient été détériorées par les charges appliquées. L'endommagement du câblage n'a pu être évité malgré toutes les précautions et protections mises en œuvre.

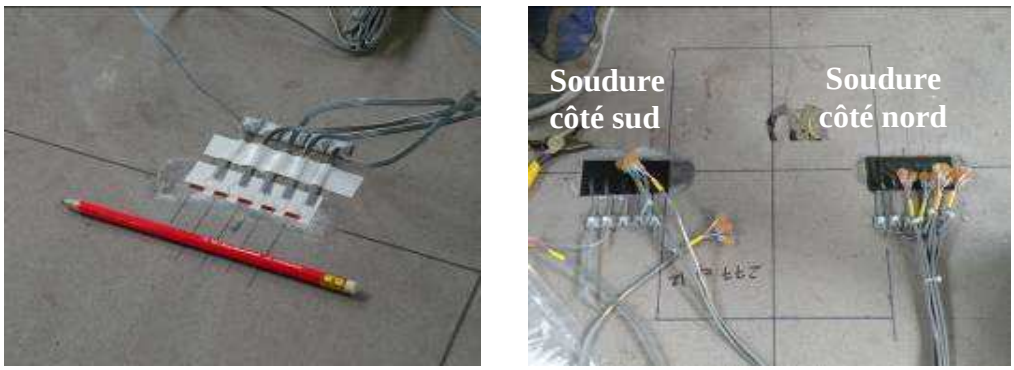


Figure 2.38. *Jauges de déformation collées au-dessus de la dalle : section AA' (région chargée)*

Les corps d'épreuve revêtus de BFUP ont été instrumentés de façon très similaire, à quelques exceptions près : on a appliqué uniquement trois jauges de chaque côté et une au centre et au-dessus de la dalle orthotrope.

Pour le corps d'épreuve constitué de la tôle de 14 mm revêtue de BB, la mise en œuvre à chaud (environ 160°C) du complexe couche d'étanchéité-revêtement bitumineux n'a pas permis l'installation de jauges de déformation au-dessus de la tôle de platelage.

2.3.3. Mesures complémentaires sur les corps d'épreuve

2.3.3.1. Corps d'épreuve ajouré

Après la réalisation des dix-sept configurations de charge sur la structure originale dalle orthotrope de 14 mm non revêtue, un trou de (200x100) mm^2 a été percé sur l'auget 3 (Figure 2.33). La partie basse de l'auget a été tronçonnée et ensuite ébarbée comme illustré sur la Figure 2.39. L'effet de cet évidement sur les contraintes de fatigue au voisinage de la soudure étudiée est négligeable, d'après le calcul statique aux éléments finis de Simon Pouget [150]. Le trou influence seulement la mesure des déformations à sa périphérie. Le but est d'appliquer le schéma d'extrapolation CECA pour obtenir la contrainte de fatigue à partir des mesures réalisées à l'intérieur de l'auget, ce qui doit permettre de confirmer le fonctionnement mécanique local de la zone critique.

Figure 2.39. *Réalisation du trou sur la dalle orthotrope non revêtue*

L'intérieur de l'auget, normalement inaccessible, a été instrumenté par des capteurs de déformation à fixation magnétique (CM) fabriqués au Japon par l'entreprise Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd (Figure 2.40). Ils sont constitués d'une base métallique de diamètre 35 mm intégrant une jauge de déformation de 120 ohms avec une base de mesure de 6 mm. Celle-ci n'est pas collée mais plaquée contre la paroi métallique à l'aide d'un ressort, donc réutilisable à la fin de l'essai.

Des tests de validation des mesures produites par ce capteur ont été effectués avant son utilisation. La différence entre les mesures d'un capteur à fixation magnétique et celles d'une jauge collée manuellement est non significative, de l'ordre de 0,24 μm/m. Pendant trois journées consécutives, on a enregistré des

mesures pour identifier la sensibilité aux variations de température et au fait que le capteur soit mis en place à l'envers (possible relaxation du ressort). Une augmentation maximale de 2 µm/m a été vérifiée, ce qui peut être négligé.

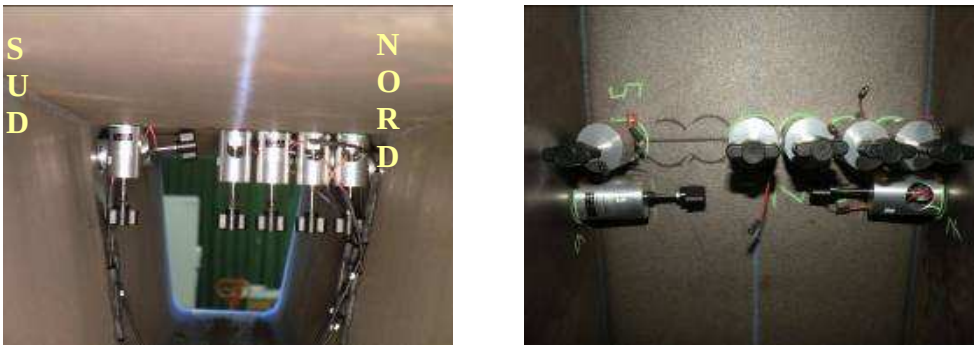


Figure 2.40. *Capteurs de déformation à fixation magnétique mis à l'intérieur de l'auget 3*

Cinq capteurs ont été fixés au-dessous du platelage. Les quatre plus proches de la soudure nord ont été placés aux distances suivantes (entre la racine du cordon de soudure et le milieu du capteur) : 35 mm (CM 4), 70 mm (CM 3), 105 mm (CM 10), 150 mm (CM 1) (milieu de l'auget 3). Le dernier a été positionné à 35 mm (CM 5) de la soudure côté sud. Un capteur magnétique a été positionné sur la face latérale de chacun des augets à 35 mm (CM 6 – côté sud ; CM 7 - côté nord) du pied de cordon de soudure (Figure 2.41).

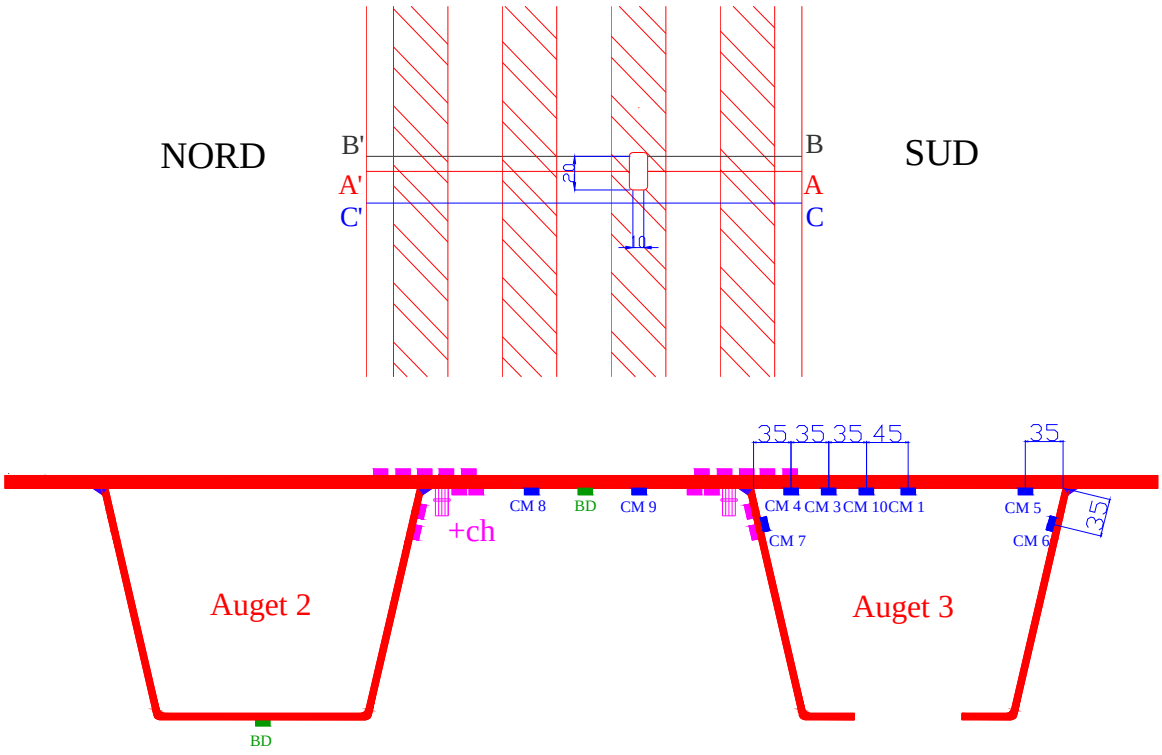


Figure 2.41. *Localisation de l'évidement et plan d'instrumentation de l'intérieur de l'auget pour la tôle de 14 mm non revêtue*

Une fois l'instrumentation en place, quatre chargements ont été réalisés : plaque simple de type A, roue simple et deux roues espacées de 100 mm et 210 mm.

Le corps d'épreuve ajouré a été revêtu par du béton bitumineux et ensuite testé. De ce fait, le trou a été à nouveau instrumenté par les capteurs à jauges à fixation magnétique comme le montre la Figure A.30 de l'Annexe 7. Signalons que contrairement au corps d'épreuve de 14 mm non revêtu, l'évidement de la dalle avec le revêtement BB a été positionné du côté nord du montage.

Une instrumentation composée de six barreaux instrumentés (capteurs à jauges) a été posée le jour du coulage au-dessus de la tôle métallique pour mesurer les déformations à l'intérieur du revêtement bitumineux. La fabrication et la mise en œuvre de ces capteurs ont été inspirées de l'instrumentation des essais réalisés sur le manège de fatigue des chaussées de l'IFSTTAR du centre de Nantes.
Le collage de ces capteurs s'est effectué grâce à une fine couche de bitume puis les capteurs ainsi que les fils ont été recouverts de bitume afin d'offrir une protection lors du passage des engins chargés d'épandre et de compacter la couche de béton bitumineux (Figure 2.42).
Malgré les précautions prises, aucun capteur ne fonctionnait à la réception du corps d'épreuve au LCPC. Les fils ont vraisemblablement été endommagés par le passage des engins de chantier lors du coulage du béton bitumineux. Leur disposition dans le sens des augets a posé problème. Une solution consisterait à pratiquer un trou dans un des deux côtés transversaux de la dalle pour pouvoir cacher les câbles à intérieur du remblai.

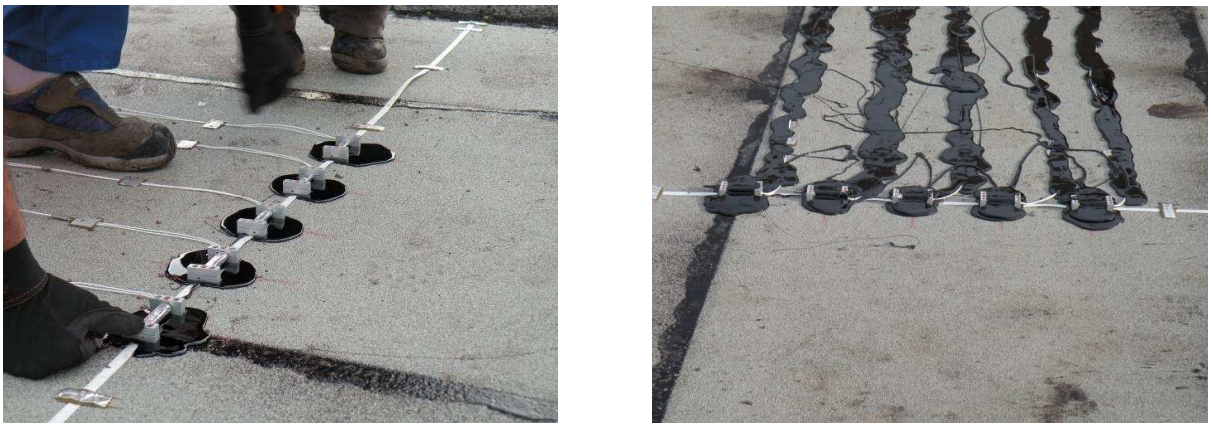


Figure 2.42. *Capteurs à jauges fixés à l'intérieur de l'enrobé*

2.3.3.2. Corps d'épreuve revêtus de BFUP

Afin de mieux comprendre le comportement de la dalle orthotrope revêtue de BFUP et contribuer à la validation des modèles éléments finis qui prennent en compte l'effet du revêtement, des jauges de déformation ont été collées au-dessus de la dalle coulée et sur le treillis soudé. L'objectif était d'obtenir le

profil des déformations dans l'épaisseur : au-dessous et au-dessus de la tôle de platelage et dans l'épaisseur du revêtement.

Des jauges de déformation bidirectionnelles de 120 ohms et de longueur de base 60 mm ont été placées sur la surface du BSI/CERACEM® dans l'axe AA' des corps d'épreuve. S'agissant de la région chargée, à la fin de la campagne d'essai de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP, il a été noté que les jauges étaient presque toutes hors service. De ce fait pour la deuxième dalle revêtue de BFUP, on a décidé d'instrumenter la section à 200 mm de l'axe AA', à la limite de la zone de chargement (Figure 2.43, et voir plan dans l'Annexe 7).

Les armatures de la connexion réalisée par soudage du treillis soudé ont été instrumentées par des jauges de 120 ohms et longueur de base 5 mm comme illustré sur la Figure 2.44.

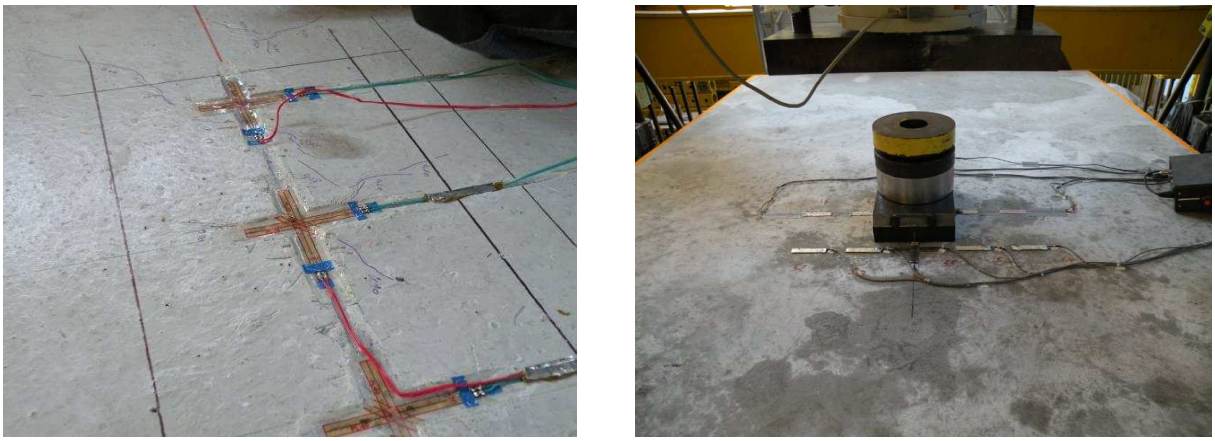


Figure 2.43. *Instrumentation de la surface du BFUP par des jauges bidirectionnelles*

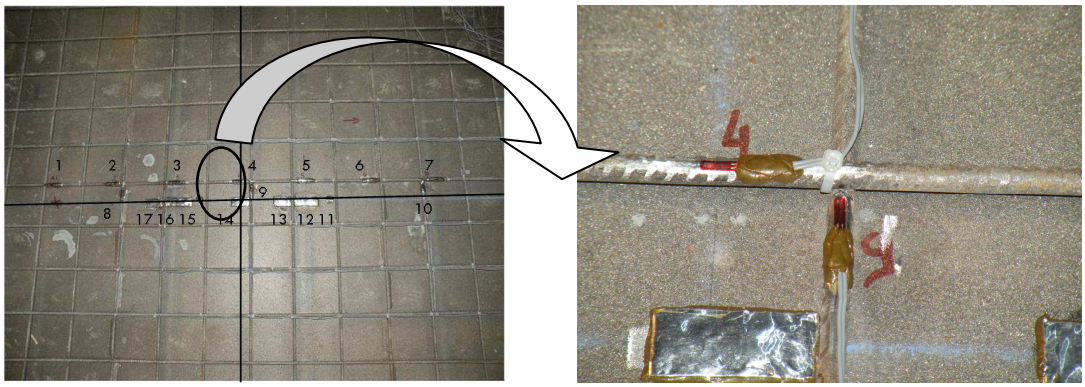


Figure 2.44. *Instrumentation par jauge du treillis soudé du corps d'épreuve revêtue de BFUP*

2.4. Récapitulatif de la campagne expérimentale

Toute la campagne expérimentale a été réalisée en un peu moins de 2 ans : du 19/11/2008 au 22/10/2010.

Le planning des essais réalisés sur chaque corps d'épreuve est détaillé dans l'Annexe 8 :

- Tableau A.8 pour la dalle orthotrope de 14 mm non revêtue ;
- Tableau A.9 pour la dalle orthotrope de 10 mm revêtue de BFUP ;
- Tableau A.10 pour la dalle orthotrope de 14 mm revêtue de BB ;
- Tableau A.11 pour la dalle orthotrope de 12 mm revêtue de BFUP.

Chaque corps d'épreuve a donné lieu à une séquence d'essais distincte dans le temps. Chaque groupe d'essai a également donné lieu à un rapport de synthèse des résultats. Ces documents [78] [79] [82] [121] correspondent aux livrables attendus du Projet Orthoplus à l'ANR (Agence Nationale de la Recherche).
Le Tableau 2.5 résume les conditions expérimentales des chargements. Les résultats expérimentaux de cette campagne d'essai ainsi que leur analyse sont présentés en détail dans le Chapitre 3 de cette thèse.

Caractéristiques des essais				**Dalle de 14 mm non revêtue**		**Dalle de 10 mm revêtue de BFUP**		**Dalle de 14 mm revêtue de BB**	**Dalle de 12 mm revêtue de BFUP**
Type de chargement		Ecartement (mm)	Type d'interface	Non ajourée	Ajourée	Avant injection	Après injection	Dalle ajourée	
STATIQUE	Plaque type A		caoutchouc	X					
			néoprène		X	X	X	X	X
			absente		X				
			sable		X	X			
			bois		X				
	Plaque type C		caoutchouc	X					
			néoprène			X	X	X	X
	Deux plaques type A	5	caoutchouc	X					
			néoprène				X	X	X
		50	caoutchouc	X					
			néoprène				X	X	X
		100	caoutchouc	X					
			néoprène			X	X	X	X
		170	caoutchouc	X					
			néoprène				X	X	X
		240	caoutchouc	X					
			néoprène				X	X	X
		310	caoutchouc	X					
			néoprène				X	X	X
		380	caoutchouc	X					
			néoprène			X	X	X	X
	Roue simple			X	X	X	X	X	X
	Deux roues de camion	100		X	X	X	X	X	X
		170		X			X	X	X
		210		X	X				
		240					X	X	X
		280		X					
		310					X	X	X
		350		X					
		380				X	X	X	X
		420		X					
		500		X					
DYNAMIQUE	Plaque type A						X	X	X

Tableau 2.5. *Récapitulatif des essais statiques et dynamiques réalisés sur les dalles orthotropes*

CHAPITRE 3

Résultats expérimentaux

3.1. Analyse préliminaire des non-linéarités et écarts au fonctionnement attendu 142

3.1.1. Réactions d'appui 142

3.1.2. Surface de chargement 153

3.1.3. Vérification de l'influence du trou sur les mesures et de la répétabilité des essais 163

3.1.4. Evolution du comportement de l'interface et de la couche de BFUP 169

3.1.5. Viscoélasticité et sensibilité thermique du corps d'épreuve n° 3 187

3.1.6. Points clés pour la suite du Chapitre 3 190

3.2. Résultats des essais statiques 191

3.2.1. Mesures des flèches 191

3.2.2. Déformations dues à la flexion d'ensemble 203

3.2.3. Déformations localisées aux soudures 216

3.2.4. Application des schémas d'extrapolation aux déformations mesurées pour obtenir les contraintes géométriques au point chaud 225

3.3. Résultats des essais dynamiques 246

3.3.1. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP) 247

3.3.2. Corps d'épreuve n° 3 (Tôle de 14 mm revêtue de BB) 255

3.3.3. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP) 259

3.4. Autopsie des corps d'épreuve 267

3.4.1. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP) 267

3.4.2. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP) 270

3.5. Synthèse des principaux résultats de la campagne d'essai 274

3. Résultats expérimentaux

Le Chapitre 3 présente les résultats expérimentaux de tous les essais réalisés (Tableau 2.5) sur les corps d'épreuve : tôle de 14 mm non revêtue, tôle de 10 mm revêtue de BFUP (BSI/CERACEM®), tôle de 14 mm revêtue de béton bitumineux (Orthochape®) et tôle de 12 mm revêtue de BFUP. Pour rendre plus facile la présentation des résultats expérimentaux on les appellera respectivement corps d'épreuve 1, 2, 3 et 4. Cette numérotation se base sur l'ordre chronologique des tests réalisés.

Nous avons mis l'accent sur l'exploitation des résultats des chargements roue simple, roue jumelées, deux plaques type A écartées de 100 mm, plaque type C et plaque type A car ce sont les configurations de charge représentatives du trafic, ou considérées comme telles dans l'Eurocode 1 partie 2. Un regard encore plus attentif sera consacré à la plaque A seule, puisque cette configuration correspond au chargement principalement utilisé pour caler les modèles numériques utilisés dans le cadre du Projet Orthoplus. C'est en outre le type de chargement qui a été retenu pour les essais de fatigue.
Tout au long des essais statiques et de fatigue, nous avons réalisé plusieurs chargements avec plaque A seule qui permettent ainsi de suivre l'évolution du comportement des corps d'épreuve pendant la campagne expérimentale.

Dans ce chapitre, nous commencerons par analyser les réactions d'appui et les surfaces de chargement. Ensuite nous passerons à l'analyse des flèches mesurées en statique, cela nous permettra d'évaluer la souplesse d'ensemble de la structure au cours de la campagne expérimentale et de comparer les résultats des quatre corps d'épreuve.
Puis nous étudierons les déformations transversales mesurées en statique principalement sur l'axe de symétrie (AA') des corps d'épreuve pour bien comprendre le fonctionnement des dalles orthotropes sous chargement. Nous procéderons enfin à l'analyse des résultats en fatigue.
L'évaluation de la cohérence des séries de mesures et l'interprétation des résultats sont également présentées dans ce chapitre.

Dans ce document, nous utiliserons les conventions de la mécanique classique, à savoir des déformations et contraintes positives pour la traction et négatives pour la compression.
La direction longitudinale (Est-Ouest dans la configuration de test) correspond à l'axe des augets, la direction transversale (Nord-Sud), la direction perpendiculaire.

3.1. Analyse préliminaire des non-linéarités et écarts au fonctionnement attendu

3.1.1. Réactions d'appui

3.1.1.1. Les valeurs brutes

Les deux graphiques de la Figure 3.1 représentent l'évolution des réactions d'appui en fonction du temps pour les corps d'épreuve 1 et 3 respectivement. La courbe « F/4 » dans les graphiques représente la force appliquée divisée par quatre, soit la valeur qui serait mesurée par chacun des quatre pesons des réactions d'appui dans l'hypothèse d'une symétrie parfaite. On remarque un écart dans la répartition de l'effort par rapport à la configuration idéale malgré la symétrie apparente des corps d'épreuve et du montage. Pour tous les corps d'épreuve testés et toutes les configurations de chargement appliquées, le peson nord-ouest enregistre toujours la plus grande réaction et le peson sud-ouest la plus petite. Entre les deux autres réactions SE et NE, il n'y a pas de règle : elles sont parfois identiques ou alors l'une est plus grande que l'autre. Par exemple, sous 88 kN d'effort total (Graphique 1 - Figure 3.1) les cellules de force SE et NE enregistrent environ 21,5 kN, lorsque le peson NO indique 25 kN et le peson SO, 20 kN. En revanche, sous 45 kN d'effort total (Graphique 2 - Figure 3.1), les pesons SO, SE, NE et NO enregistrent respectivement 10,5 kN, 11 kN, 11,5 kN et 12 kN.

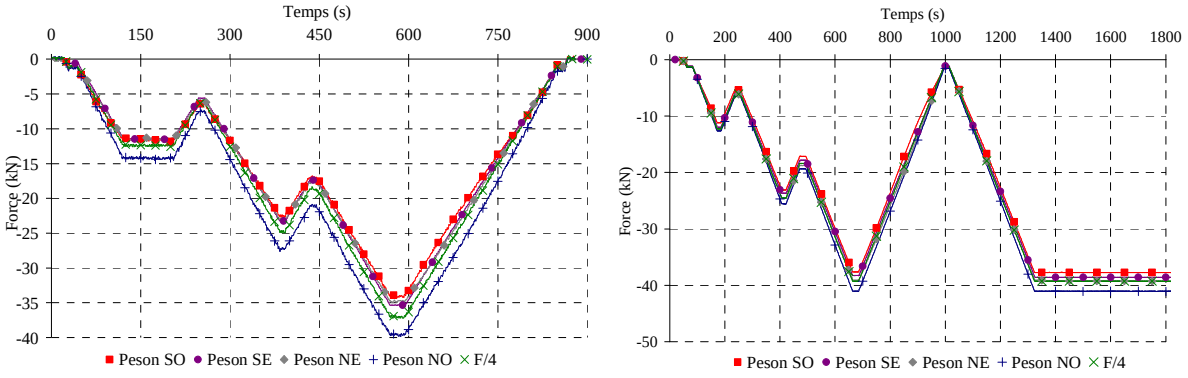


Figure 3.1. *Réaction de chaque peson à l'application de la charge pour les corps d'épreuve 1, configuration 2 plaques type A écartées de 100 mm, et 3, configuration plaque simple type A*

Le graphique de la Figure 3.2 est identique aux graphiques de la Figure 3.1, mais cette fois la charge est appliquée par la roue de camion sur le corps d'épreuve 2. Si on compare les deux réponses, on remarque que la roue provoque des variations dans le temps sur l'effort appliqué. Les pneumatiques sont beaucoup plus flexibles que la plaque métallique rigide, et le réglage de l'asservissement (PID) est plus délicat à réaliser. La réponse du vérin est mois stable. Dans cette configuration de chargement à 45 kN les pesons indiquent : SO, 9kN, SE et NE, 11 kN, et NO, 13 kN.

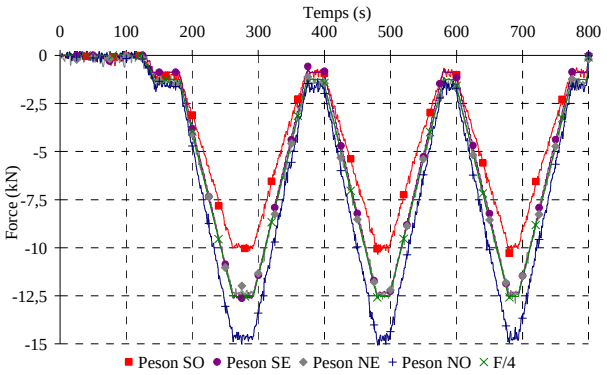


Figure 3.2. *Réaction de chaque peson à l'application de la charge pour le corps d'épreuve 2, configuration roue de camion simple centrée*

Si on vérifie l'équation d'équilibre des moments suivant x et y pour tous les cas de chargement et pour tous les corps d'épreuve testés, on retrouve de manière systématique, la résultante des forces des appuis décalée par rapport au centre de la dalle orthotrope de 2 à 5 cm vers le nord (sens transversal) et de 0 à 5 cm vers l'ouest (sens longitudinal). Cette dissymétrie peut être expliquée par les « imperfections » du montage (différences de souplesse entre les quatre appuis : deux rotulés et deux pas rotulés) ou par les erreurs humaines inévitables de positionnement de la charge appliquée et du système d'appui, ou encore par la présence d'un « petit moment » de frottement qui n'a pas été pris en compte dans l'équation d'équilibre, produit par les rotules utilisées dans le montage (au niveau de deux appuis et sur les plaques métalliques de la charge). Le niveau de l'effort appliqué n'a pas d'effet sur la position de la résultante, elle est constante pour n'importe quelle valeur de charge.
L'explication basée sur les « imperfections » du montage est présentée dans la suite de cette section, et le calcul d'incertitudes des mesures (section 3.1.1.2.) permettra d'interpréter les écarts entre les pesons et d'évaluer l'influence des décalages dans les positions des résultantes des charges appliquées et des réactions d'appui.

Pour tous les corps d'épreuve testés et pour tous les cas de chargement réalisés, l'effort transmis par le vérin est plus grand que la somme des réactions d'appuis.
Sur le graphique de la Figure 3.3 on voit que l'écart entre les réactions d'appuis et la force appliquée augmente avec l'augmentation de la force pour le corps d'épreuve 1. À 45 kN l'écart vaut environ 0,7 kN, à 90 kN, 1,9 kN et à 150 kN, 4,8 kN.
Pour les corps d'épreuve 2, 3 et 4, la différence entre la force appliquée et les réactions est plus constante et de l'ordre de 1,5 kN. La relation entre la somme des pesons des appuis et la somme des pesons des plaques qui transmettent l'effort est toujours linéaire.

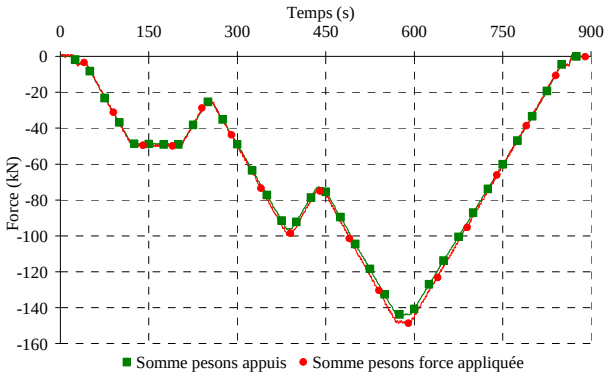


Figure 3.3. *Vérification de l'équilibre entre force appliquée et réactions pour le corps d'épreuve 1, configuration 2 plaques type A écartées de 100 mm*

Pour chaque essai réalisé avec les plaques métalliques sur le corps d'épreuve 1, trois cycles de charge et décharge ont été réalisés de façon à vérifier la linéarité de toutes les mesures (flèche et déformation) dans les différentes conditions de chargement. Le vérin a été mis en contact par pilotage en déplacement jusqu'à un effort de 5 kN. Ensuite la charge a été pilotée en effort : de 5 kN à 50 kN ; de 50 kN à 25 kN ; de 25 kN à 100 kN ; de 100 kN à 75 kN ; de 75 kN à 150 kN ; et de 150 kN à 5 kN. Les corps d'épreuve 2, 3 et 4 ont été sollicités initialement de la même manière, et à la fin un nouveau cycle de 5 kN à 150 kN et de 150 kN à 5 kN a été ajouté. De plus sur le corps d'épreuve 3 à la fin de la dernière montée on a maintenu la charge pendant dix minutes pour essayer de voir l'effet de la viscoélasticité du béton bitumineux sur le comportement de la structure dalle orthotrope. Sur l'essai avec le chargement plaque type A et roue simple centrée le maintien a duré trois heures (Graphique 2 - Figure 3.1).

Sur les cas de charge avec deux plaques on a remarqué une dissymétrie dans la répartition des efforts entre la plaque nord et la plaque sud. Le peson du côté nord enregistre toujours des valeurs plus élevées que celui du côté sud. L'écart ne varie pas en fonction de l'écartement entre les plaques, mais il est plus grand dans les tests réalisés sur la dalle non revêtue. Dans ce cas-ci la dissymétrie augmente linéairement avec la valeur de la force appliquée comme le montre le premier graphique de la Figure 3.4. Sur le deuxième graphique qui représente les essais sur la dalle orthotrope revêtue de BFUP et de BB, on voit une dissymétrie qui est constante avec l'augmentation de la charge (de l'ordre de 5 kN). Cette différence vient du fait qu'on a changé le mode d'application de la charge entre les essais sur le corps d'épreuve 1 et les essais sur le corps d'épreuve 2 (Figure 3.5). L'objectif était en effet de réduire le déséquilibre existant entre les deux plaques de type A.

Nous avons donc constaté que pour les quatre corps d'épreuve testés le peson nord-ouest indique des valeurs assez nettement supérieures aux autres pesons. La justification réside sans doute dans le montage lui-même :

- caractère hyperstatique puisque comportant 4 appuis;
- dissymétrie créée par le caractère fixe ou glissant des différents appuis et de rigidité verticale différente.

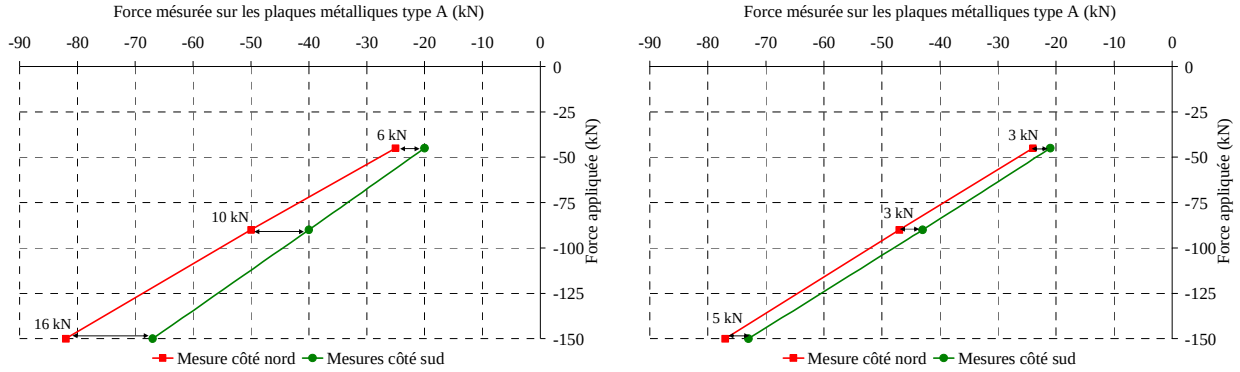


Figure 3.4. *Représentation de l'écart en force entre les 2 plaques de type A du chargement double : graphique à gauche – corps d'épreuve 1 et graphique à droite – corps d'épreuve 2 et 3*

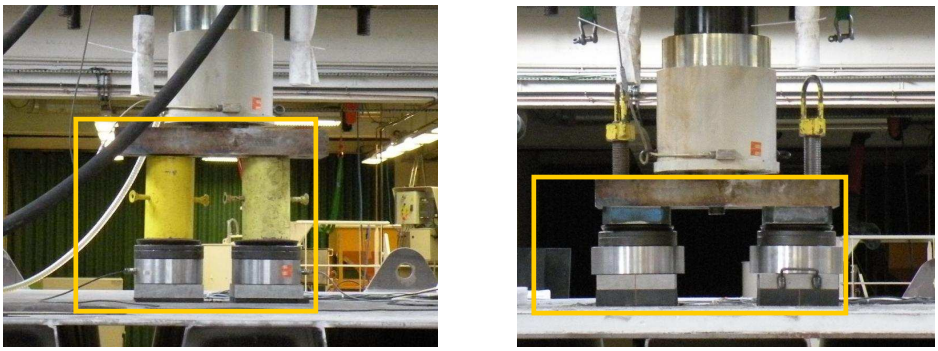


Figure 3.5. *Différents systèmes d'application des charges doubles : corps d'épreuve 1 et 2*

L'appui nord-est est en effet constitué d'une rotule, les appuis nord-ouest et sud-est de rouleaux métalliques placés perpendiculairement à la translation autorisée, et l'appui sud-ouest d'une plaque de glissement et d'une rotule (Figure 2.22). La Figure 2.21 montre la répartition des appuis.
Observons tout d'abord qu'un défaut de planéité des quatre appuis avant la pose de la dalle orthotrope aurait abouti nécessairement à une différence de réaction d'appui, cette différence dépendant de la rigidité de la structure et des appuis eux-mêmes. Toutefois, cette différence de réactions d'appui sous poids propre se matérialise lors de la pose de la dalle orthotrope sur ses appuis et non sur les réactions d'appui induites uniquement par le chargement appliqué.

Les appuis rotulés sont constitués d'une partie de sphère qui vient glisser sur une feuille de téflon d'environ 1 mm d'épaisseur comme on peut le voir sur la Figure 3.6.

Le téflon ayant un module d'Young très faible (300 à 800 MPa) comparé à l'acier, il introduit une souplesse supplémentaire sur les appuis sud-ouest et nord-est. Ce pourrait être la raison pour laquelle les réactions des appuis nord-ouest et sud-est sont plus élevées que les autres.

Figure 3.6. *Rotule et détail couche de téflon*

Quand bien même les appuis auraient des raideurs différentes, si l'on considère des appuis ponctuels et disposés aux emplacements théoriques indiqués sur la Figure 3.12, nous devrions toutefois avoir les égalités suivantes : $R_{NO} = R_{SE}$ et $R_{NE} = R_{SO}$. Ce n'est pas le cas dans nos résultats.

Le non respect systématique des égalités citées plus haut semble indiquer un positionnement effectif des appuis différent du positionnement théorique.
Pour les appuis comportant des rotules, l'appui est réellement centré sur le point théorique (aux incertitudes de positionnement près).
Pour les appuis à rouleaux, la réalité est sans doute bien différente. Ainsi, pour l'appui sud-est, on a pu constater visuellement un léger défaut de contact entre le rouleau et la sous-face de la semelle de la pièce de pont (Figure 3.7).

Figure 3.7. *Appui SE, feuilles de papier glissées entre le rouleau et la face inférieure de la semelle*

L'appui réel se trouve donc en fait décalé de 5 à 10 cm vers l'extérieur (le rouleau mesure 20 cm de long).

La situation est moins flagrante visuellement sur l'appui nord ouest. Toutefois, si on considère la déformation sous poids propre de la dalle orthotrope et sa déformée sous chargement, alors on peut penser que le contact se fait plutôt côté intérieur, comme indiqué sur la Figure 3.8 ci-dessous.

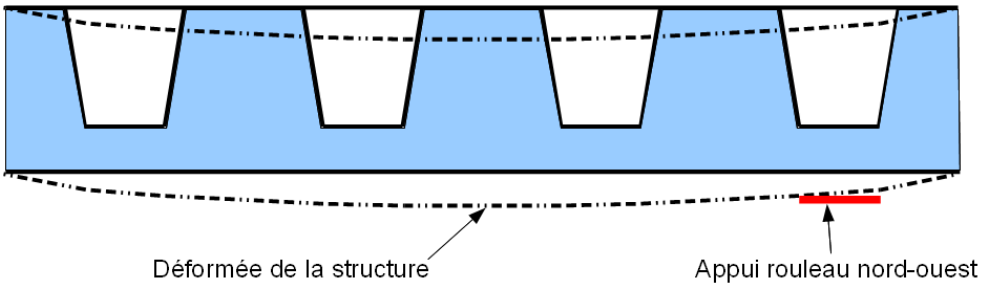


Figure 3.8. *Contact rouleau de l'appui nord ouest sur la pièce de pont*

Ainsi les appuis sud-est et nord-ouest effectifs se trouveraient décalés comme indiqué sur la Figure 3.9 ci-dessous.

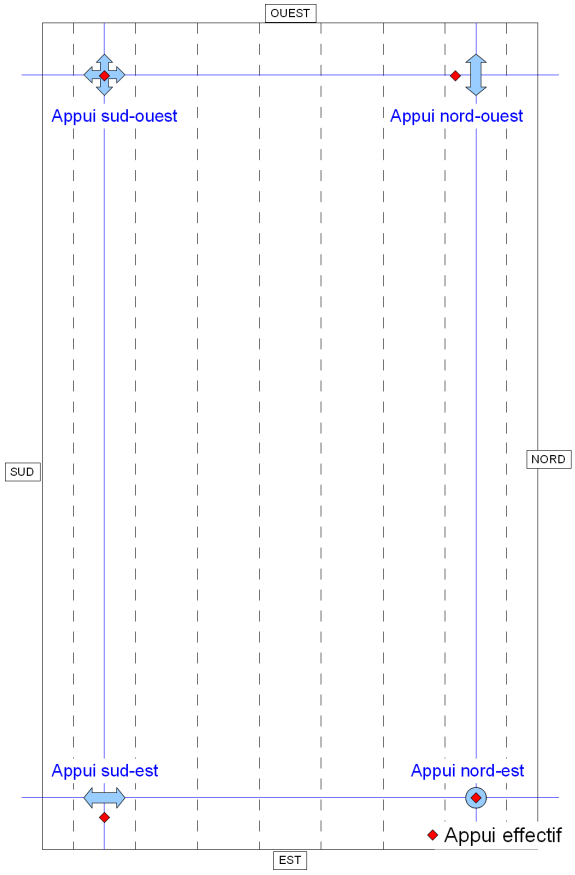


Figure 3.9. *Appuis effectifs prenant en compte les imperfections des appuis à rouleau*

Tentons de vérifier les hypothèses émises ci-dessus à l'aide d'une analyse simplifiée.

Considérons l'appui rotulé avec la souplesse induite par le revêtement téflon d'épaisseur 1 mm : sa section peut de manière très approchée être assimilée à un anneau de diamètre extérieur 14,5 cm et de diamètre intérieur 9,5 cm. La section vaut donc approximativement environ 10 cm².
Nous considérons donc un élément de section 10 cm², d'épaisseur 1 mm et de module d'Young 500 MPa. La raideur d'un tel dispositif vaut :

$$k = \frac{E \times A}{h} = \frac{500 * 1.10^{-4}}{1.10^{-3}} = 5000 \text{ MN/m}$$

Evaluons maintenant la raideur d'un rouleau. Le rouleau mesure 5 cm de diamètre et a une longueur de 20 cm. Pour simplifier, nous prendrons un parallélépipède de hauteur 5 cm, de largeur 3,9 cm (la largeur moyenne du rouleau soit $\frac{\pi}{4} \times 5\ cm \approx 3{,}9\ cm$) et de longueur 20 cm. La raideur d'un tel dispositif est de :

$$k = \frac{E \times A}{h} = \frac{210.10^{3} \times 0{,}039 \times 0{,}2}{0{,}05} = 32760 \text{ MN/m}$$

La raideur des plaques de tôle sera considérée comme quasi-infinie par rapport à ces raideurs. La raideur des pesons n'est pas évaluée mais ceux-ci sont supposés suffisamment raides par rapport au reste du dispositif d'appui.

Quant au montage, les appuis se trouvent sur une poutre jaune appuyée en trois points (Figure 2.19 et Figure 2.20), dont le schéma statique est le suivant :

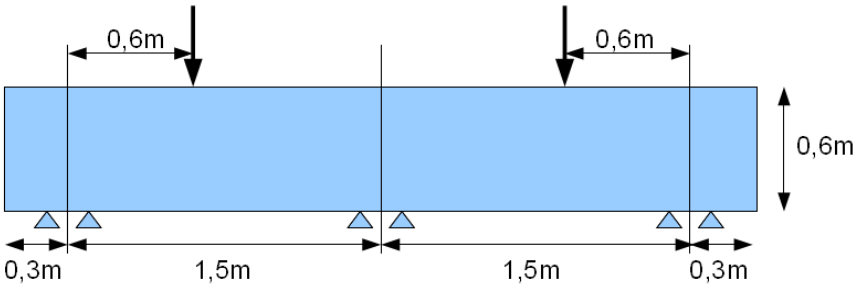


Figure 3.10. *Schéma statique de la poutre supportant les appuis*

La poutre est bridée en trois points sur les dés du meccano de la dalle d'essais. On peut donc considérer que les charges de chaque appui s'appliquent sur une poutre bi-encastrée selon le schéma statique de la Figure 3.11.

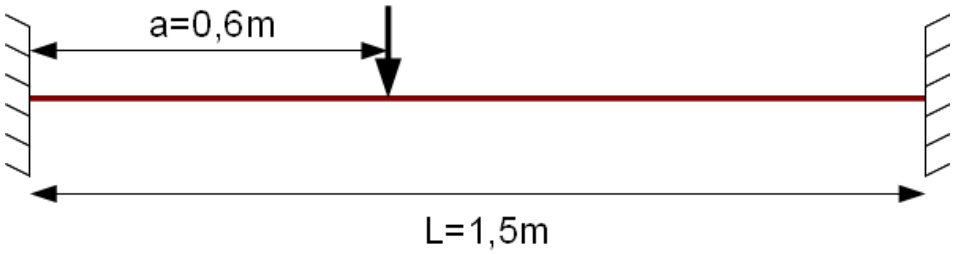


Figure 3.11. *Schéma statique simplifié de la poutre supportant les appuis*

La poutre est constituée de deux semelles de 3 cm d'épaisseur et de 22 cm de large, espacées verticalement de 57 cm et de deux âmes de hauteur 53 cm et de largeur 1,2 cm. L'inertie est donc de :

$$I = 2*\left(\frac{0{,}57}{2}\right)^2 \times 0{,}03 \times 0{,}22 + 2 \times \frac{0{,}012 \times 0{,}53^3}{12} = 1{,}37.10^{-3}\,\mathrm{m}^4$$

Si on calcule la flèche « f » issue d'un tel schéma statique, on trouve :

$$f = \frac{F \times a^3}{3EIL^3}(L-a)^3$$

D'où une raideur de : 18500 MN/m.

Au vu de ces quelques résultats, on voit que la souplesse introduite par les rotules semble ne pas être négligeable. Un calcul précis des réactions d'appui nécessiterait bien entendu de prendre en compte la raideur de la dalle orthotrope proprement dite. Dans le paragraphe ci-dessous, nous prendrons une dalle indéformable pour simplifier et voir l'évolution des réactions d'appuis quand les raideurs des appuis diffèrent entre elles.

Considérons un corps rigide posé sur quatre appuis de coordonnées x_i, y_i et de raideur k_i et soumises à une force F appliquée au point origine du repère.

Les équations d'équilibre sont les suivantes :

$$R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = F \tag{19}$$

$$x_1 \cdot R_1 + x_2 \cdot R_2 + x_3 \cdot R_3 + x_4 \cdot R_4 = 0 \tag{20}$$

$$y_1 \cdot R_1 + y_2 \cdot R_2 + y_3 \cdot R_3 + y_4 \cdot R_4 = 0 \tag{21}$$

Pour résoudre ce système hyperstatique, il est nécessaire de minimiser l'énergie de déformation des ressorts : $E_{ressorts} = \frac{R_1^2}{2 \cdot k_1} + \frac{R_2^2}{2 \cdot k_2} + \frac{R_3^2}{2 \cdot k_3} + \frac{R_4^2}{2 \cdot k_4}$ (22)

Pour tenir compte d'une rigidité plus importante sur les appuis ne comportant pas de rotule, nous prendrons une raideur augmentée de 10%.
Nous prendrons une force appliquée égale à 4 kN.

Testons tout d'abord une configuration avec les appuis placés à leur position théorique (Tableau 3.1). Les réactions d'appui NO et SE sont plus importantes de 5 % par rapport à la moyenne, ce qui semble parfaitement logique par rapport aux réflexions développées dans cette section.

	SO	NO	NE	SE
Raideur k	1	1,1	1	1,1
X	-0,9	0,9	0,9	-0,9
Y	1,75	1,75	-1,75	-1,75
	R_{SO}	R_{NO}	R_{NE}	R_{SE}
	0,95	**1,05**	**0,95**	**1,05**

Tableau 3.1. *Réactions d'appuis sur les emplacements théoriques*

En prenant une position d'appui NO plus vers l'intérieur (effet du rouleau expliqué plus haut), nous trouvons les résultats du Tableau 3.2. Dans ce cas, l'appui NO est plus chargé, suivi de l'appui SE.

	SO	NO	NE	SE
Raideur k	1	1,1	1	1,1
X	-0,9	0,8	0,9	-0,9
Y	1,75	1,75	-1,75	-1,75
	R_{SO}	R_{NO}	R_{NE}	R_{SE}
	0,92	**1,08**	**0,98**	**1,02**

Tableau 3.2. *Réactions d'appuis lorsque NO est déplacé vers l'intérieur*

Si on prend une position d'appui SE plus vers l'extérieur (extrémité extérieure du rouleau), nous trouvons les résultats du Tableau 3.3. L'excentrement de cet appui accentue encore le phénomène.

Nous voyons donc, à l'aide de cette analyse très simplifiée, que les différences systématiques en terme de réactions d'appui peuvent s'expliquer par des réactions d'appui décalées à cause du contact rouleau-face inférieure de la pièce de pont et par des raideurs d'appui différentes dues à la présence des rotules.

	SO	NO	NE	SE
Raideur k	1	1,1	1	1,1
x	-0,9	0,8	0,9	-0,9
y	1,75	1,75	-1,75	-1,85
	R_{SO}	R_{NO}	R_{NE}	R_{SE}
	0,94	**1,09**	**0,97**	**1,00**

Tableau 3.3 – *Réactions d'appuis lorsque SE est déplacé vers l'extérieur*

L'ordre de grandeur des différences relatives semble compatible avec celles réellement observées ; les différences sont toutefois plus faibles dans la réalité car le corps d'épreuve, de par sa souplesse interne, atténue les différences de réaction d'appui calculées ici en supposant ce dernier parfaitement rigide :

- Modèle simplifié : écart d'environ 15% entre l'appui le plus chargé et le moins chargé ;
- Réalité : écart d'environ 10% entre l'appui le plus chargé et le moins chargé.

3.1.1.2. Calcul d'incertitude

L'objectif de ce calcul est de vérifier que les mesures de la charge appliquée et des quatre réactions d'appuis sont cohérentes avec les conditions de l'équilibre statique, compte tenu de ces artefacts et des incertitudes de mesure.

L'incertitude des cellules de force est fournie dans le document d'étalonnage des capteurs. Si on considère l'essai sur le corps d'épreuve dalle orthotrope non revêtue avec le chargement plaque simple type A pour les mesures des réactions d'appui autour de 10 kN et pour une charge appliquée de 45 kN, les valeurs d'incertitude sont comprises entre 0,4 kN et 0,6 kN.
L'équilibre des forces s'écrit :

$$\sum Forces = F_{SO} + F_{SE} + F_{NO} + F_{NE} - F_{vérin} = 0 \tag{23}$$

L'incertitude sur la somme des forces est calculée en supposant que les erreurs de mesure sur chaque peson sont indépendantes. Ainsi, le carré de l'incertitude de la somme des forces correspond à la somme quadratique des incertitudes des forces mesurées [145].

$$u_c^2(\sum Forces) = u^2(F_{SO}) + u^2(F_{SE}) + u^2(F_{NO}) + u^2(F_{NE}) + u^2(-F_{vérin}) \tag{24}$$

L'incertitude obtenue est égale 1,2 kN, toujours pour la charge de 45 kN. En supposant que les erreurs des mesures sont distribuées suivant une loi normale centrée, l'amplitude de l'intervalle de confiance à 95% vaut 2,4 kN (deux écarts-type). L'intervalle de confiance calculé contient le résidu de la somme des forces mesurées qui est égal à 0,7 kN.

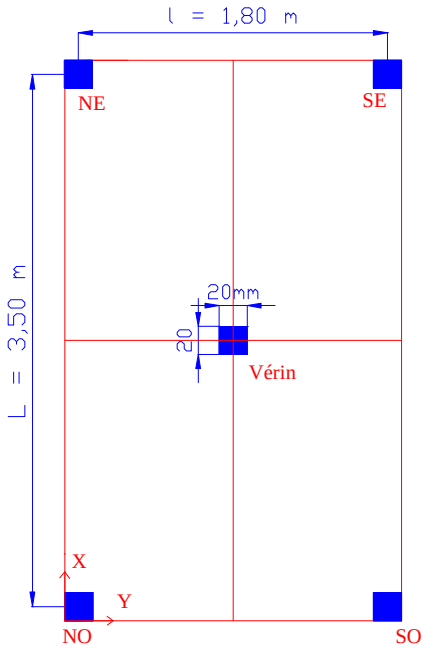


Figure 3.12. *Plan simplifié du corps d'épreuve – vue du dessus*

Par ailleurs, l'équilibre des moments par rapport au point de référence NO (Figure 3.12) s'écrit :

$$\sum M_{NOx} = -F_{SE} * l - F_{SO} * l + F_{vérin} * \frac{l}{2} = 0 \tag{25}$$

$$\sum M_{NOy} = -F_{SE} * L - F_{NE} * L + F_{vérin} * \frac{L}{2} = 0 \tag{26}$$

Pour évaluer l'incertitude de la somme des moments des forces, on fait l'hypothèse d'une distribution uniforme sur une surface de (2 x 2) cm^2 des points d'application des résultantes centrées sur les positions théoriques (Figure 3.12). L'incertitude sur les coordonnées des points d'application de l'effort est donc égale à 1,2 cm.

On en déduit :

$$u_c^2\left(\sum M_{NOx}\right) = u^2(-F_{SE} * l) + u^2(-F_{SO} * l) + u^2\left(F_{vérin} * \frac{l}{2}\right) \tag{27}$$

$$\Downarrow$$

$$\frac{u^2(-F_{SE} * l)}{(-F_{SE} * l)^2} = \frac{u^2(-F_{SE})}{(-F_{SE})^2} + \frac{u^2(l)}{l^2} \tag{28}$$

L'intervalle de confiance à 95% vaut 4,5 kN.m et contient le résidu de l'équation qui est 2,2 kN.m. Les incertitudes liées au montage et aux capteurs de force peuvent donc être expliquées par les écarts constatés au niveau de la vérification de l'équilibre statique.

Les équations ci-dessus sont des exemples, le calcul d'incertitude a été fait pour tous les points principaux de la structure (centre et appuis : SO, SE, NE) suivant les axes x et y à chaque fois et pour tous les cas de chargement de la dalle de 14 mm sans revêtement. Comme la distribution des forces dans les corps d'épreuve revêtus de BFUP et de BB est similaire à celle du corps d'épreuve non revêtu, on n'a pas réalisé le calcul d'incertitude pour les dalles orthotropes revêtues.

Au vu des résultats expérimentaux des réactions d'appui et de la répétabilité du phénomène sur les différents corps d'épreuve, l'explication avancée dans la section 3.1.1.1 de cette thèse nous paraît la plus vraisemblable. L'incertitude mise en évidence dans cette section n'en demeure pas moins réelle, et explique sans doute les petites différences constatées dans les réactions d'appui des différents corps d'épreuve.

3.1.2. Surface de chargement

3.1.2.1. Dimensions

Les surfaces des plaques métalliques reproduisant les cas de chargement de l'Eurocode 1-2 [134], sont fixes et connues : 704 cm^2 pour la plaque A, et 864 cm^2 pour la plaque C. Pour les roues, à chaque essai, les surfaces chargées ont été mesurées. A partir des empreintes on peut retirer deux informations : la surface réelle du chargement (notée dans la suite « vraie surface ») et les dimensions du contour de l'empreinte (Figure 3.13).
Toutes les empreintes relevées lors des essais avec leurs dimensions respectives sont rapportées dans l'Annexe 9.

Le graphique de la Figure 3.14 montre que la surface de charge, obtenue par la mesure des parties noires de l'empreinte, varie linéairement en fonction de la force appliquée à la structure. La roue du côté Nord est toujours plus chargée que la roue du côté Sud, situation similaire à celle des chargements des deux plaques décrite dans la section 4.1.1.1. Pour tracer le graphique de la Figure 3.14, on a considéré que chaque roue était soumise au même effort, la force totale du vérin divisée par deux. En moyenne, sous un chargement de 45 kN par roue, la roue nord produit une surface de 480 cm^2, et la roue sud une surface de 434 cm^2 dans le cas du corps d'épreuve sans revêtement. Pour les dalles revêtues la moyenne côté nord est de 551 cm^2 et de 562 cm^2 pour les corps d'épreuve avec BFUP et BB respectivement, et de 495 cm^2 et de 535 cm^2 pour le côté sud.
On remarque sur le graphique de la Figure 3.14 que la taille des empreintes varie avec le type de surface sur laquelle la roue est appliquée. En revanche nous n'avons pas constaté de différence de taille d'empreinte lorsqu'on écarte les charges. Les marques sont quasi les mêmes pour les différents cas de chargement.

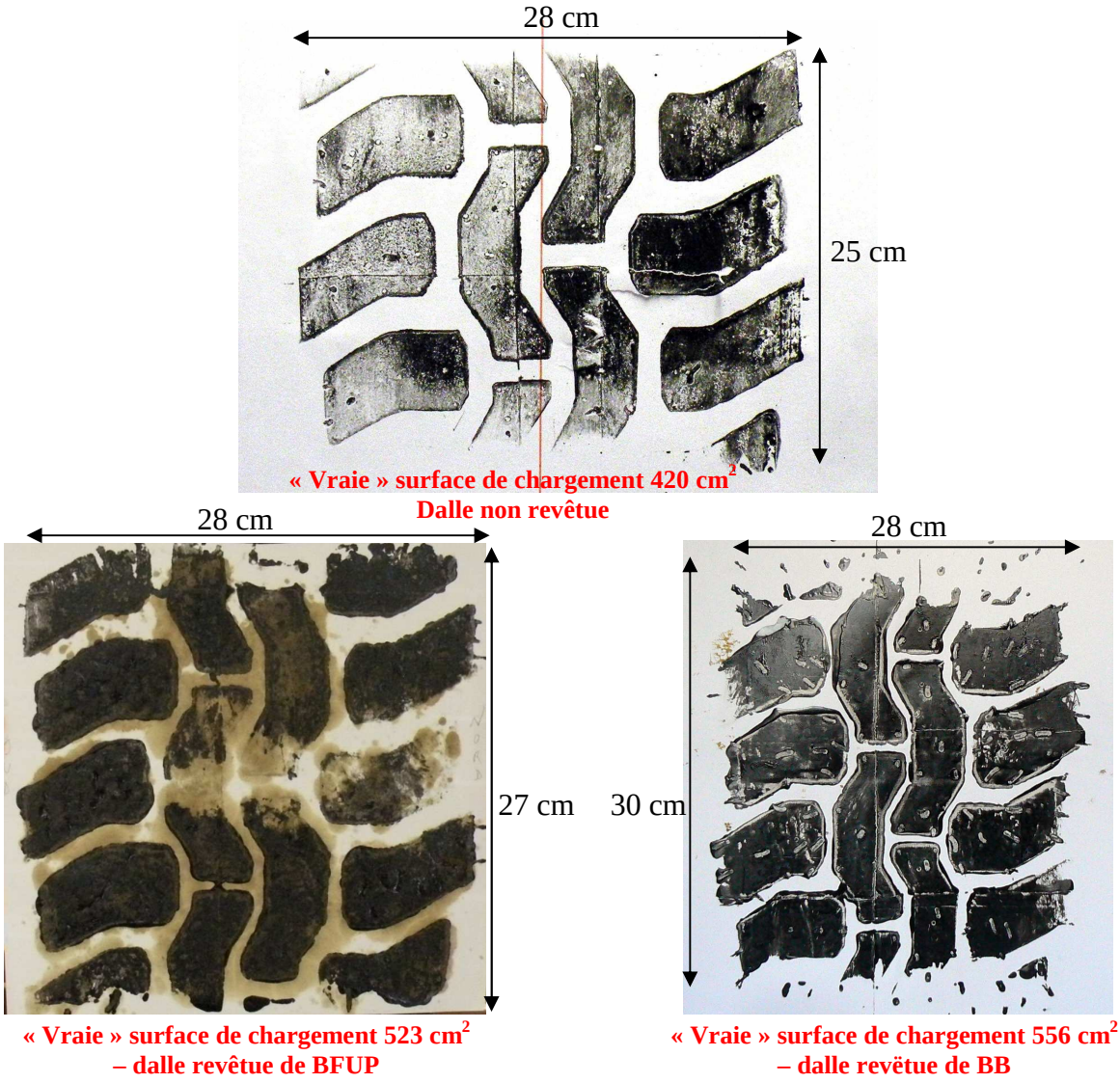


Figure 3.13. *Empreintes de la roue simple pour les 3 corps d'épreuve (charge maxi = 47 kN)*

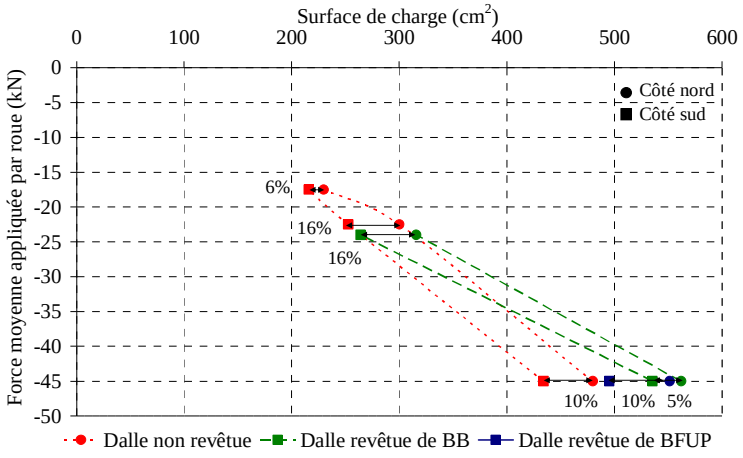


Figure 3.14. *Relation « charge appliquée – surface » dans les cas de chargement par roues*

Si on analyse la taille de l'empreinte, en moyenne, sous un chargement de 45 kN par roue, on trouve (28x25) cm^2 pour le corps d'épreuve 1, (28x27) cm^2 pour le corps d'épreuve 2 et (28x30) cm^2 pour les corps d'épreuve 3 et 4, quel que soit le côté analysé. Pour les trois types de surfaces de contact la largeur des empreintes est la même, la différence est que la roue se déforme plus ou moins en longueur (sens des augets) suivant les différents types de surface.

Les empreintes mesurées (longueur fois largeur) sont entre 700 cm^2 et 840 cm^2. Ces valeurs sont très proches des valeurs de l'aire de la plaque de type A (704 cm^2) et de la plaque type C (864 cm^2) de l'Eurocode 1-2 [134]. En première approche, nous pouvons dire que la représentativité des roues des camions par les plaques métalliques est assurée. Il nous reste maintenant à le confirmer à travers l'analyse des résultats expérimentaux des essais statiques dans la section 3.2.

3.1.2.2. Choix de l'interface pour les chargements avec les plaques

3.1.2.2.1. Non linéarités constatées

Les premiers essais avec le chargement par plaques métalliques sur la dalle orthotrope non revêtue ont été réalisés avec une interface en caoutchouc entre la surface chargée et les plaques. Les résultats de ces essais ont présenté quelques anomalies concernant la linéarité des mesures des déformations locales. Des passages de traction en compression ont été observés, ce qui était plutôt inattendu. Observons les déformations obtenues sur les jauges 16, 17, 20 et 21 du corps d'épreuve non revêtu : voir la Figure 2.33 – plan avec la localisation des jauges et la Figure 3.15 – les réponses des jauges.

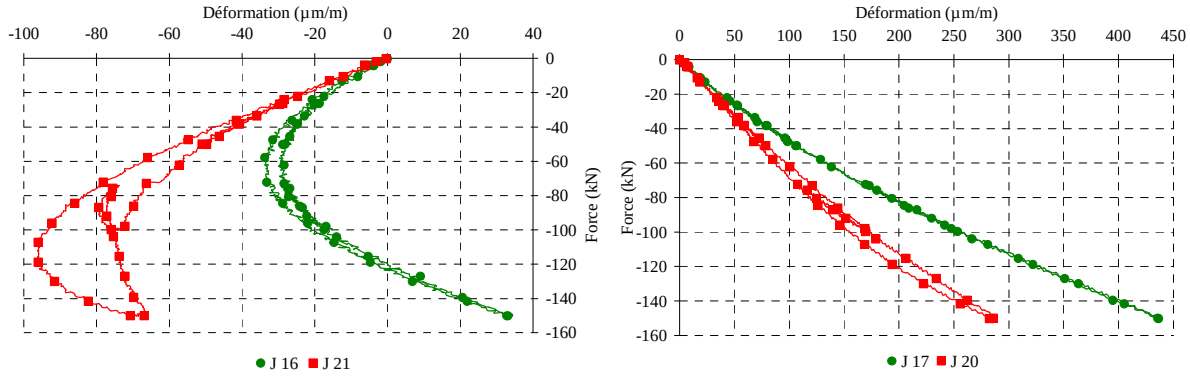


Figure 3.15. *Relation « force – déformation » des jauges 16, 17, 20 et 21 du corps d'épreuve 1 (Chargement plaque type A avec l'interface en caoutchouc)*

Constatant ces phénomènes, nous avons décidé de changer le matériau utilisé pour répartir la charge entre la plaque métallique et la surface chargée par le vérin. L'objectif était de comprendre l'origine du phénomène observé et d'en limiter les conséquences compte tenu des incertitudes et difficultés d'interprétation qu'ils risquaient d'induire.

Des tests avec quatre autres type d'interface ont été réalisés sur la structure sans revêtement pour la configuration de chargement plaque simple type A :

- contact direct de la plaque métallique sur la tôle de platelage ;
- interface plaque en bois (Figure 3.16) ;
- interface bac à sable (Figure 3.16) ;
- interface néoprène (plaque de 50 mm d'épaisseur).

Figure 3.16. *Deux types d'interface testés entre la dalle et la plaque métallique : bois et sable*

Sur la Figure 3.5 sont représentées les interfaces caoutchouc et néoprène. Avec l'interface néoprène, ces non linéarités ont quasiment disparu (Figure 3.17).

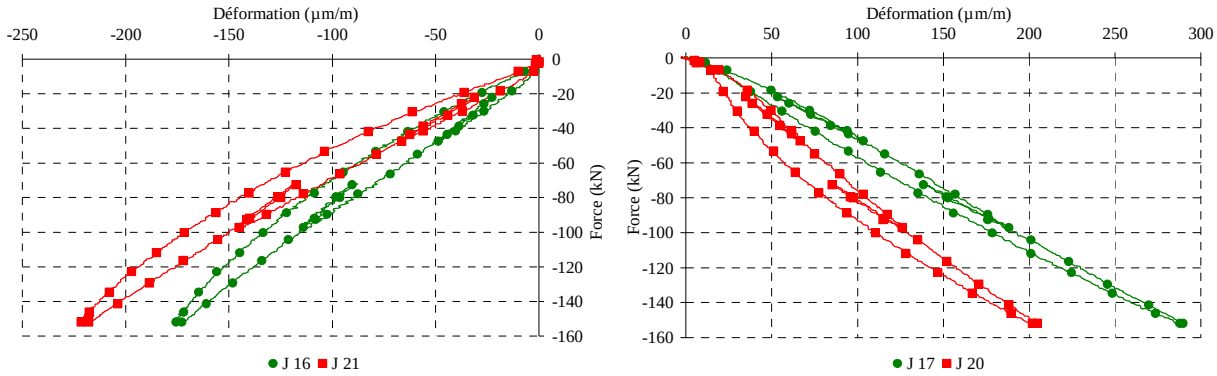


Figure 3.17. *Relation « force – déformation » des jauges 16, 17, 20 et 21 du corps d'épreuve 1 (Chargement plaque type A avec l'interface en néoprène)*

Ces testes de validation de l'interface ont été réalisés après le perçage de l'auget du corps d'épreuve 1, parce que l'identification de la non linéarité a été tardive (voir le Tableau A.8 de l'Annexe 8). De ce fait, l'interprétation des résultats de la dalle non revêtue pour la plaque type A avec l'interface néoprène doit être conduite en tenant compte des deux paramètres : l'existence ou non du trou dans l'auget, et la nature de l'interface. Heureusement on peut disposer des résultats roue de camion simple avant et après la réalisation de l'évidement pour évaluer l'influence du trou sur les résultats.

3.1.2.2.2. Tentative d'explication du phénomène : analyse qualitative 2D

Comme on l'a vu, le type d'interface a visiblement une influence sur le phénomène observé. L'explication qui nous semble la plus convaincante réside dans l'évolution de la répartition surfacique du chargement en fonction de la force appliquée. Si on schématise, on passerait d'une surface uniformément chargée sous une charge de faible intensité à une charge appliquée uniquement sur les bords de la plaque sous l'effet de la déformation de la dalle orthotrope. La Figure 3.18 montre une représentation schématique de l'évolution du contact entre l'interface utilisée pour répartir la charge sur la tôle de platelage et cette même tôle, selon son degré de déformation.

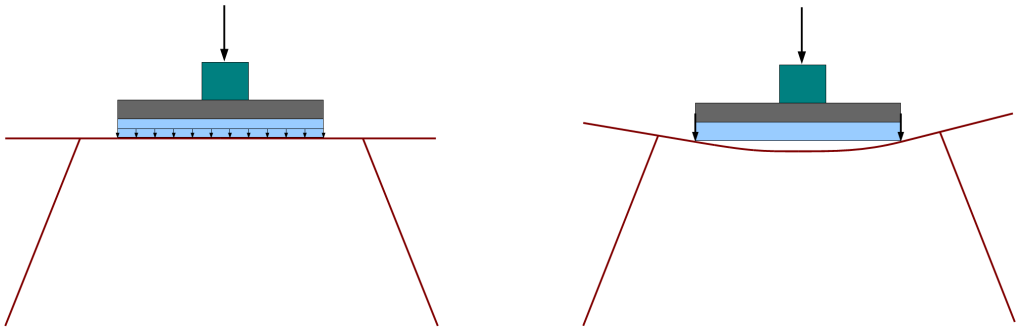


Figure 3.18. *Chargement réparti lorsque la tôle n'est pas trop déformée (faible charge) et chargement concentré lorsque la tôle est très déformée (forte charge)*

Pour simplifier, nous faisons une analyse 2D en coupe. Nous considérons par la suite la tôle comme une poutre sur deux appuis au niveau des augets, avec raideur élastique C en rotation ($M = C * \theta$).
La charge s'applique sur une largeur a = 22 cm correspondant à la largeur de la plaque type A et la portée de la poutre l = 30 cm correspond à la distance entre augets (Figure 3.19).

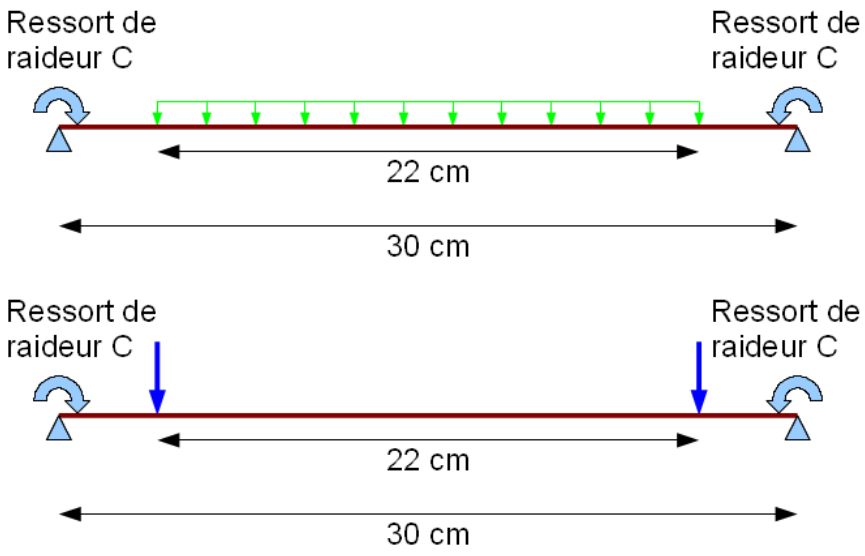


Figure 3.19. *Modèle simplifié utilisé : représentation des deux situations « extrêmes »*

La raideur C est choisie telle que le coefficient sans dimension : $\frac{C.l}{2EI}$ est égal à 0,5 avec E et I respectivement le module d'élasticité et l'inertie de la poutre. Ce coefficient a été choisi pour retrouver à peu près l'allure des courbes expérimentales.

Nous considérons une charge totale unitaire égale à 1 kN. Le moment est exprimé en kN.mm ou MN.m (Figure 3.20 et Figure 3.21).

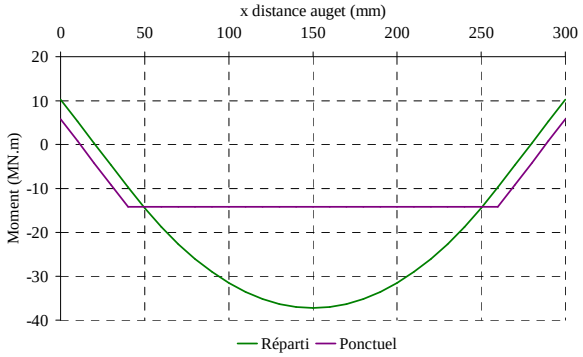


Figure 3.20. *Moment obtenu avec les deux chargements « extrêmes »*

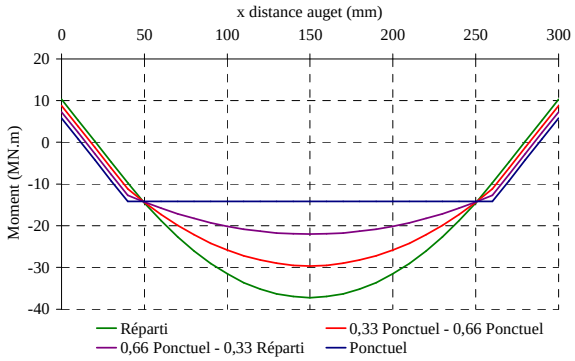


Figure 3.21. *Moment obtenu avec variation progressive entre les deux chargements « extrêmes »*

Les équations s'écrivent de la façon suivante :

- Sous les charges ponctuelles (0,5 chacune), espacées de 220 mm, le moment isostatique vaut :

  $M_{iso}(x) = -x/2$ sur [0 ; b]

  $M_{iso}(x) = -b/2$ sur [b ; l/2]

- Sous la charge répartie sur 220 mm, le moment isostatique vaut :

  $M_{iso}(x) = -x/2$ sur [0 ; b]

  $M_{iso}(x) = -b/2 - \frac{(x-b)(l-b-x)}{2a}$ sur [b ; l/2]

- Le moment hyperstatique provenant des appuis ressorts élastiques en rotation vaut $M_{hyper} = -C \times \theta$ avec θ l'angle de rotation sur appui (dû à la fois au moment isostatique et au moment hyperstatique), soit $\theta = \theta_{iso} + \theta_{hyper}$.

- Sous l'effet du moment isostatique, l'angle de rotation est :

$$\theta_{iso} = \frac{1}{2}\int_0^l \frac{M_{iso}(x)}{EI} dx \tag{29}$$

- Sous l'effet du moment hyperstatique, l'angle de rotation est :

$$\theta_{hyper} = \frac{1}{2}\int_0^l \frac{M_{hyper}}{EI} dx = \frac{l \times M_{hyper}}{2EI} \tag{30}$$

- On obtient donc :

$$\left(\frac{2EI}{lC} + 1\right) M_{hyper} = -\frac{1}{l}\int_0^l M_{iso}(x) dx \tag{31}$$

Ou

$$k' M_{hyper} = -\frac{1}{l}\int_0^l M_{iso}(x) dx \tag{32}$$

avec $k' = \frac{2EI}{lC} + 1$

- Le moment hyperstatique est donc proportionnel à la moyenne du moment isostatique, le coefficient de proportionnalité dépend de la rigidité de la poutre par rapport à la rigidité de l'appui.

3.1.2.2.3. Comparaison avec les courbes expérimentales observées

Nous avons tracé la déformation mesurée sous la tôle (proportionnelle au moment) divisée par la force appliquée en fonction de la distance x de façon à pouvoir comparer efficacement la forme des courbes pour différents niveaux de charge (indiqués en légende, unité en kN) et ceci pour les différents matériaux d'interface testés.

Dans le cas du caoutchouc ou du sable (Figure 3.22) on a vraisemblablement une tendance à aller vers un chargement plus ponctuel ou en tout cas plus proche des bords de la plaque quand on augmente la charge. On retrouve de manière assez satisfaisante la forme des courbes obtenues par l'analyse qualitative 2D.

Avec l'interface bois ou sans interface (Figure 3.23), on a dès 45 kN une répartition quasi-ponctuelle du chargement appliqué quelle que soit la valeur de la charge.

Avec l'interface néoprène (Figure 3.24), on a la tendance inverse de celle observée sur le caoutchouc ou le sable, à savoir une courbe plus « bombée » lorsqu'on augmente la charge. Une explication possible serait

que le chargement évolue peu à peu vers un chargement surfacique idéal lorsque la charge augmente, alors que sous faible charge, les bords subissent une charge plus importante.

Une analyse plus fine serait toutefois nécessaire pour préciser/confirmer cette explication.

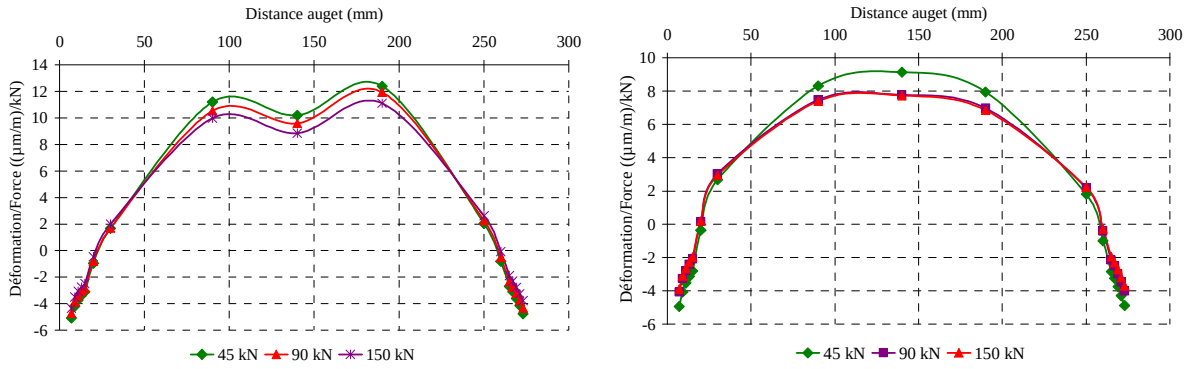


Figure 3.22. *Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec l'interface caoutchouc et avec l'interface sable*

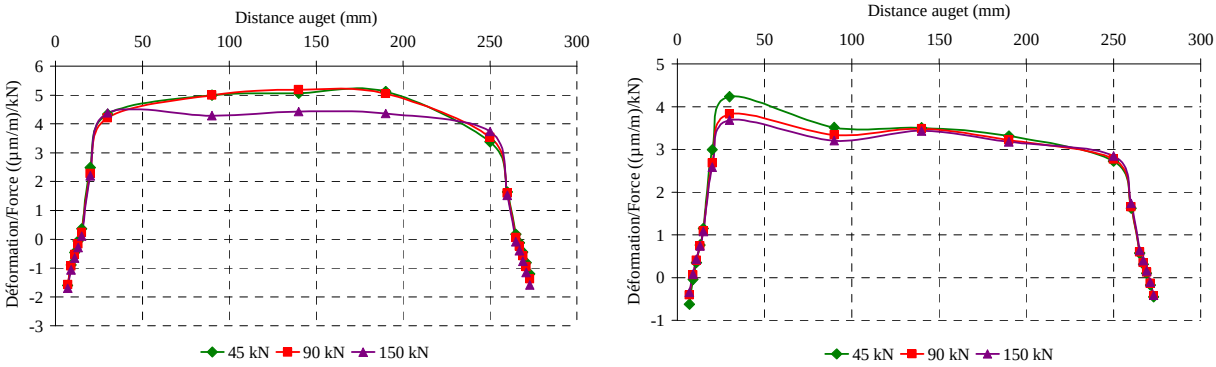


Figure 3.23. *Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec l'interface bois et sans interface*

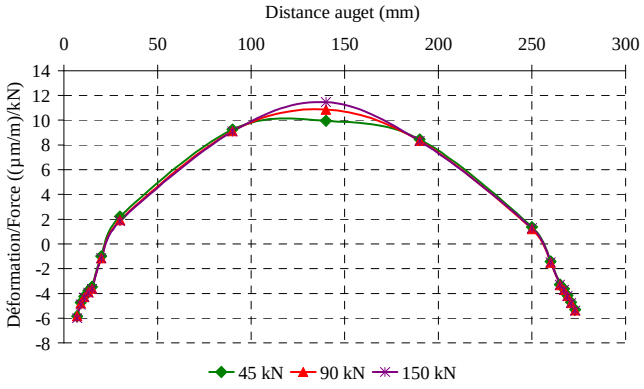


Figure 3.24. *Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec l'interface néoprène*

Les graphiques ci-dessous (Figure 3.25 et Figure 3.26) représentent les comparaisons des déformations observées en sous face pour une même force de chargement. Les déformations ne sont plus divisées par l'effort de chargement.

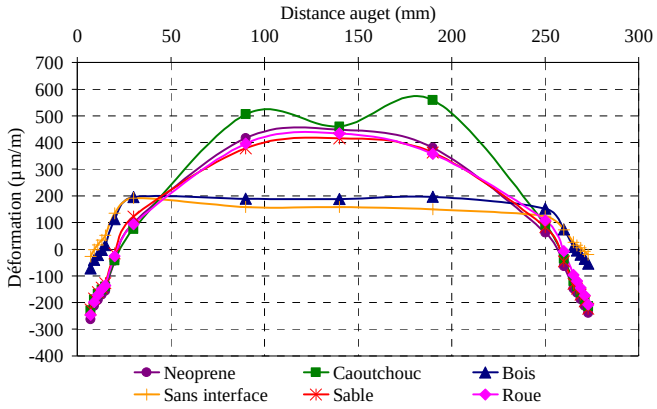


Figure 3.25. *Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec différents types d'interface pour une charge de 45 kN*

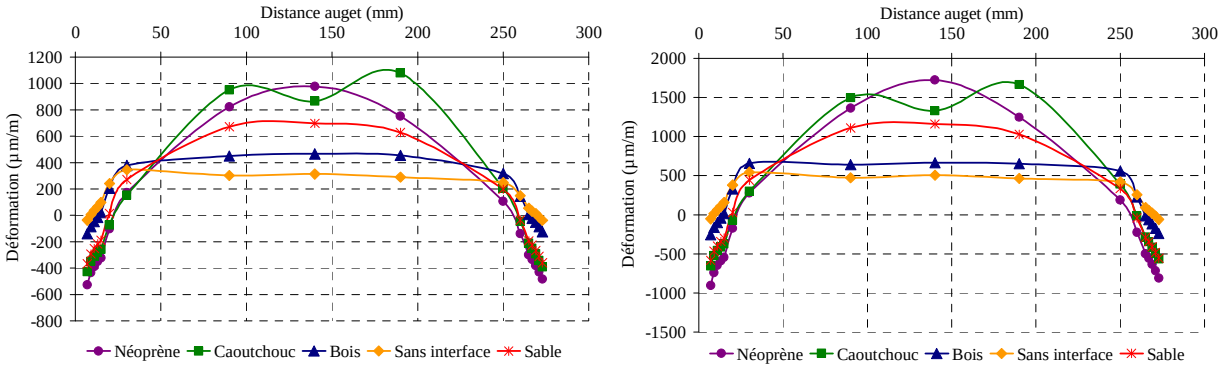


Figure 3.26. *Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec différents types d'interface pour une charge de 90 kN et 150 kN*

Sur le graphique de la Figure 3.25 on remarque que la plaque métallique de type A prescrite par l'Eurocode 1-2 [134], avec l'interface néoprène, représente très fidèlement la vraie roue de camion pour les mesures des déformations transversales sur l'axe AA' au-dessous de la tôle de platelage.

Nous avons étudié la possibilité de remonter au chargement réel en appliquant les théories de la RDM classiques. On sait que si p(x) est la charge linéique en fonction de x, alors :

$$M''(x) = p(x) \tag{33}$$

Les courbes obtenues ne comportent pas assez de points pour dériver deux fois de manière satisfaisante. Des tentatives d'interpolation polynomiale ont été réalisées sans succès.

On peut envisager des modèles à base de poutres avec les augets modélisés, ou à base de plaques (modèle plus précis). Il est toutefois illusoire de remonter à la pression du chargement car comme vu précédemment, c'est déjà impossible en 2D.

3.1.2.2.4. Vérification du phénomène avec un modèle 3D plaque

Un modèle aux éléments finis du corps d'épreuve tôle nue a été développé sous le logiciel Castem à l'IFSTTAR Paris. Ce modèle est constitué de 64 000 éléments QUA4. La taille des mailles est de 5 x 20 mm à proximité des soudures auget-platelage et 20 x 20 mm ailleurs. Les augets sont considérés droits et non arrondis comme dans le plan original du corps d'épreuve (Figure 2.3 de la section 2.1.1).
Pour les conditions aux limites, les pièces de pont ont été supposées indéformables avec encastrement de la tôle de platelage. Les extrémités des augets sont libres.
La Figure 3.27 ci-dessous offre une vue d'ensemble du modèle utilisé.

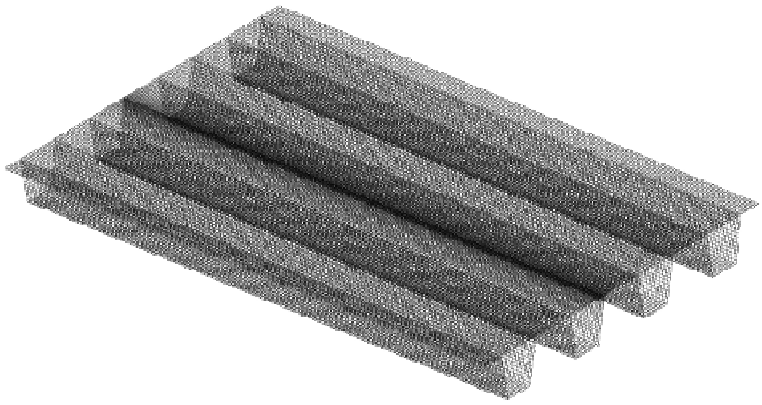


Figure 3.27. *Vue du modèle CASTEM*

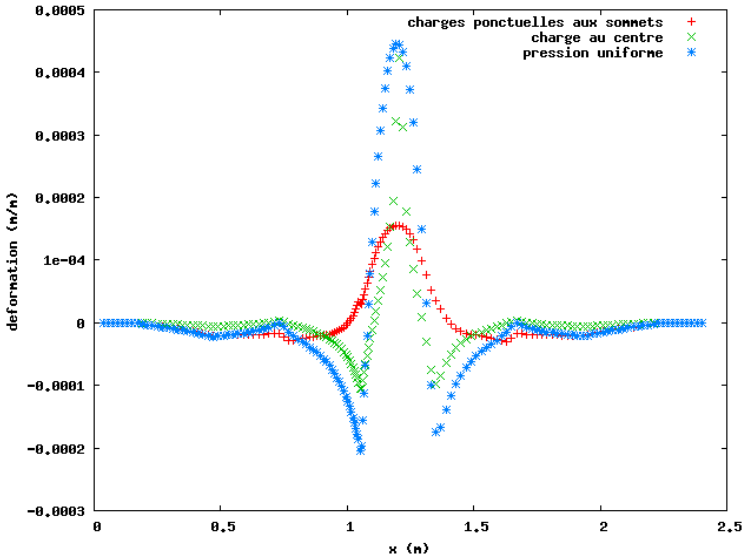


Figure 3.28. *Déformation au-dessous de la tôle de platelage axe AA' avec différents types de chargement « extrêmes » - modélisation aux éléments finis*

La Figure 3.28 représente la courbe des déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage le long de l'axe AA' pour les cas extrêmes que représentent : un chargement ponctuel sur les sommets du rectangle modélisant la surface chargée ((220 x 320) mm^2), un chargement parfaitement homogène sur ce même rectangle et un chargement ponctuel au centre.
Il paraît évident à travers l'analyse du graphique de la Figure 3.28 que des variations dans le mode de chargement aux cours des essais peuvent beaucoup faire varier les déformations transversales obtenues : au centre du corps d'épreuve et également au niveau de la liaison auget – tôle de platelage.

Compte tenu de la sensibilité des résultats aux conditions de chargement, l'accent a été mis sur la recherche du meilleur matériau d'interface pour obtenir un chargement réparti tel que le prévoit l'Eurocode 1 partie 2 [134]. Comme le montre la section précédente, le néoprène semble de loin le meilleur matériau pour appliquer une charge répartie sur une surface déformable.

Dans le cas des corps d'épreuve revêtus de BFUP, les sources de non linéarité devraient normalement être atténuées en raison de la plus grande rigidité du corps d'épreuve (rigidité apportée par le BFUP) et par l'usage systématique d'une interface néoprène pour les chargements type plaque. D'autres sources de non linéarités ont néanmoins été observées. La section 3.1.3 analyse les sources possibles de ces non linéarités, en particulier :

- Glissement-frottement acier-BFUP à l'interface ;
- Fissuration du BFUP ;
- Jeu éventuel résultant d'un écrasement du BFUP autour des goujons.

3.1.3. Vérification de l'influence du trou sur les mesures et de la répétabilité des essais

L'objectif de cette section, avant la présentation des résultats, est d'évaluer l'influence du trou pour comprendre quelles valeurs de flèche ou de déformation prendre en compte lorsqu'on a des résultats avec une dalle trouée et une dalle non trouée, et aussi, dans la mesure du possible (nombre limité d'essais réalisés), vérifier la répétabilité des essais.

3.1.3.1. Mesures de flèche

Sur l'ensemble du programme expérimental quelques essais ont été répétés pour des raisons diverses, la Figure 3.29 montre que pour les corps d'épreuve n° 1 (tôle sans revêtement) et n° 3 (tôle revêtue de BB) les mesures de flèche ne présentent pas d'évolution. Les valeurs sont très stables d'un essai à l'autre.

Le graphique de la Figure 3.30 illustre quatre courbes « flèche – position » du corps d'épreuve sans revêtement pour les cas de chargements suivants :

1. roue de camion, structure non ajourée ;
2. roue de camion, structure ajourée ;
3. plaque de type A avec une interface en caoutchouc appliquée sur la dalle non ajourée ;
4. plaque de type A avec une interface néoprène appliquée sur la dalle ajourée ;
5. plaque type C avec une interface en caoutchouc appliquée sur la dalle non ajourée.

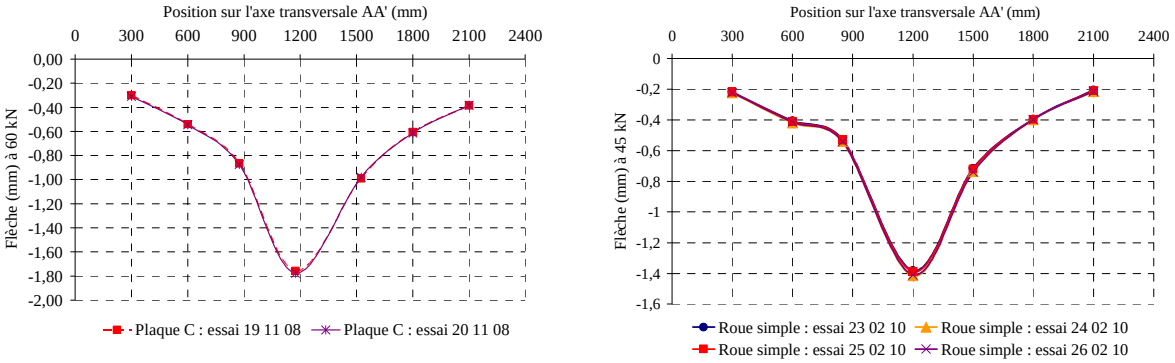


Figure 3.29. E*xemple de la bonne répétitivité des flèches mesurées pour les corps d'épreuve 1 et 3*

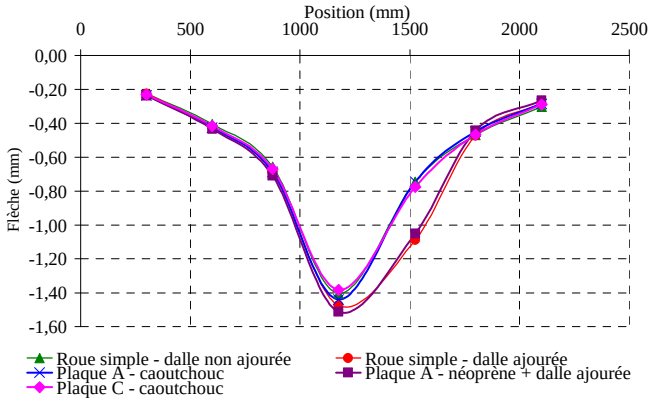


Figure 3.30. *Relation « flèche – position » pour différents cas de chargement simple pour la dalle orthotrope non revêtue (Force appliquée égale à 45 kN)*

Si on compare les deux premières courbes (1 et 2), on vérifie que la présence de l'évidement a rendu la structure plus souple localement au niveau de l'auget et a créé un écart de 70 µm entre les mesures de déplacement au centre de la structure. Si on compare maintenant les deux dernières courbes (3 et 4), quasi la même différence, 73 µm, est constatée. De ce fait nous pouvons conclure que le trou produit un effet sur les flèches mesurées, mais que la nature de l'interface utilisée n'a pas d'influence.

Pour la comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles aux éléments finis du corps d'épreuve 1, on prendra en compte les valeurs de flèche obtenues par le chargement de type A avec l'interface caoutchouc (dalle non ajourée).

3.1.3.2. Mesures de déformation en sous-face des augets

Les graphiques de la Figure 3.31 illustrent la bonne répétitivité des essais réalisés sur le corps d'épreuve 3 concernant les mesures en sous-face des augets centraux. L'écart maximum entre un essai et l'autre est de 5 µm/m.

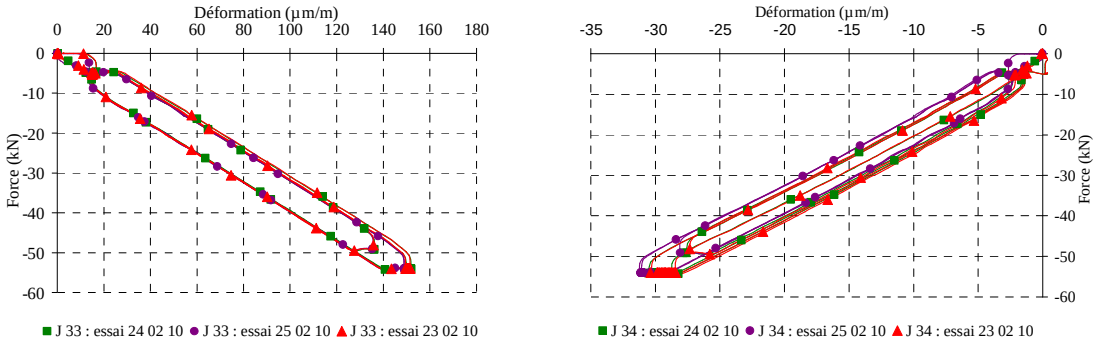


Figure 3.31. *Mesures des jauges 33 et 34 sur trois essais réalisés pour le chargement roue de camion*

Les graphiques de la Figure 3.32 et de la Figure 3.33 montrent que la réalisation du trou et le changement d'interface ont eu très peu d'influence sur les mesures réalisées au-dessous des augets. La différence la plus importante, de 10 µm/m, a été enregistrée par la jauge 32 lorsque l'on compare les chargements plaque A avec l'interface caoutchouc et avec l'interface néoprène à 150 kN.

Le phénomène d'hystérésis est très peu marqué sur les mesures de déformation au-dessous des augets. En générale, la différence entre la charge et la décharge ne dépasse pas 8 µm/m, sauf pour le corps d'épreuve 3. Sur la Figure 3.31 l'écart est au maximum de 25 µm/m pour les mesures de déformation longitudinale (J33).

Sur l'ensemble des tests la relation « déformation en dessous de l'auget – force » peut être considérée comme quasi linéaire (Figure 3.32 et Figure 3.33).

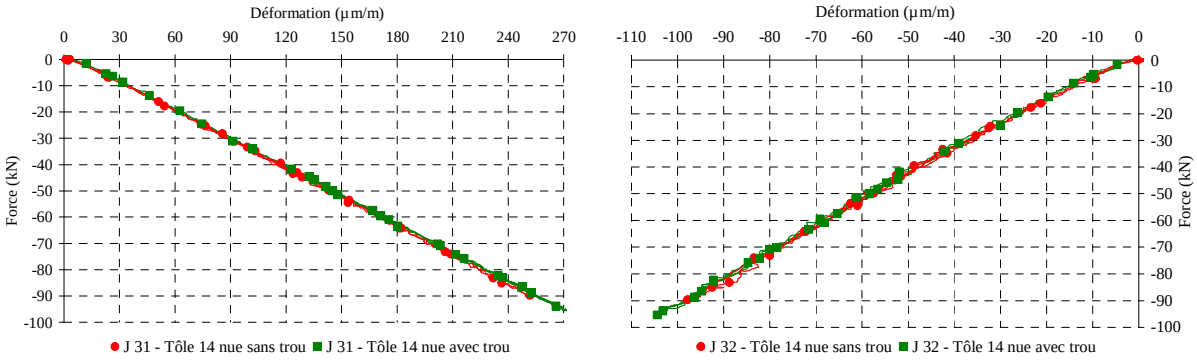


Figure 3.32. *Comparaison entre les mesures des jauges 31 et 32 avant et après la réalisation du trou (Configuration de charge : deux roues écartées de 100 mm)*

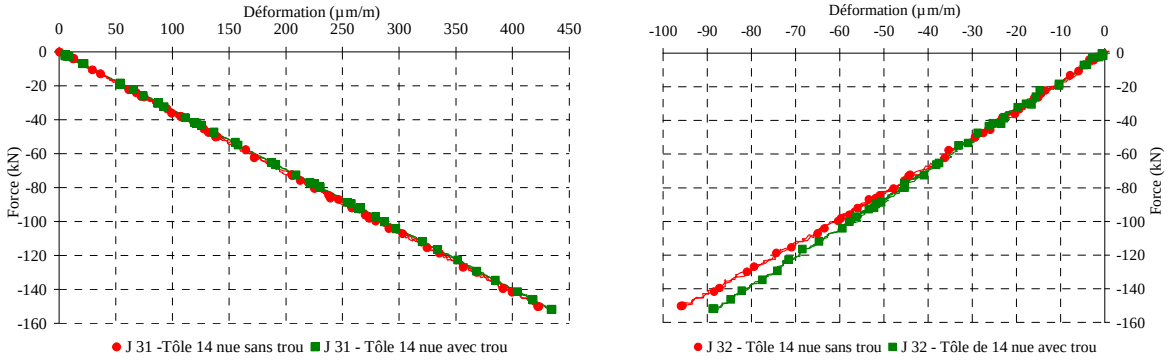


Figure 3.33. *Comparaison entre les mesures des jauges 31 et 32 dans le cas de charge plaque A*

3.1.3.3. Mesures de déformation au-dessous de la tôle de platelage au centre du corps d'épreuve

Si on compare les essais avec la charge roue simple avant et après la réalisation de l'évidement, on conclut que l'influence du trou sur la déformation transversale et longitudinale au-dessous de la tôle de platelage sur l'axe AA' est quasi nulle. Sur la Figure 3.34 les courbes sont identiques.

L'ensemble des mesures de la jauge 18 présente une légère non linéarité. Ce phénomène est beaucoup plus marqué sur la deuxième courbe, jauge 19, lorsque la force appliquée dépasse 20 kN. L'explication de cette non linéarité est différente de celle présentée dans la section 3.1.2.2 car ici il s'agit d'un chargement avec des roues. L'interprétation de ce phénomène demeure à approfondir.

Sur les graphiques de la Figure 3.35, on compare les mesures obtenues par les jauges 18 et 19 dans le cas de charge plaque A avec l'interface caoutchouc et la structure non ajourée, et dans le cas de charge plaque A avec l'interface néoprène et la structure ajourée (deux essais successifs notés néoprène 1 et néoprène 2 en légende de la Figure 3.35). Les mesures dans le cas de charge avec l'interface néoprène sont toujours plus élevées que celles avec l'interface caoutchouc. Comme l'évidement ne produit pas de changement sur ces mesures (voir Figure 3.34), seule la modification de l'interface peut produire les différences constatées sur les courbes de la Figure 3.35. On remarque que l'écart augmente avec la croissance de la force appliquée. La différence à 45 kN est la même pour les deux mesures, soit 79 µm/m.

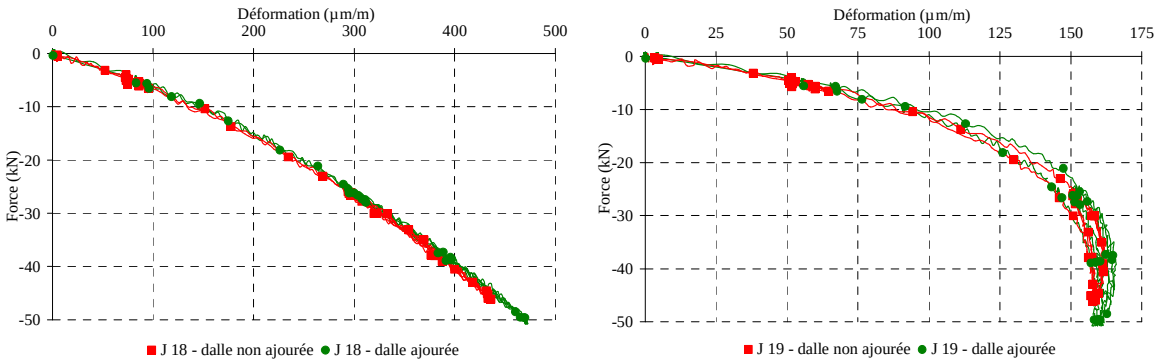


Figure 3.34. *Relation « force – déformation » dans la configuration roue de camion pour la dalle orthotrope sans revêtement*

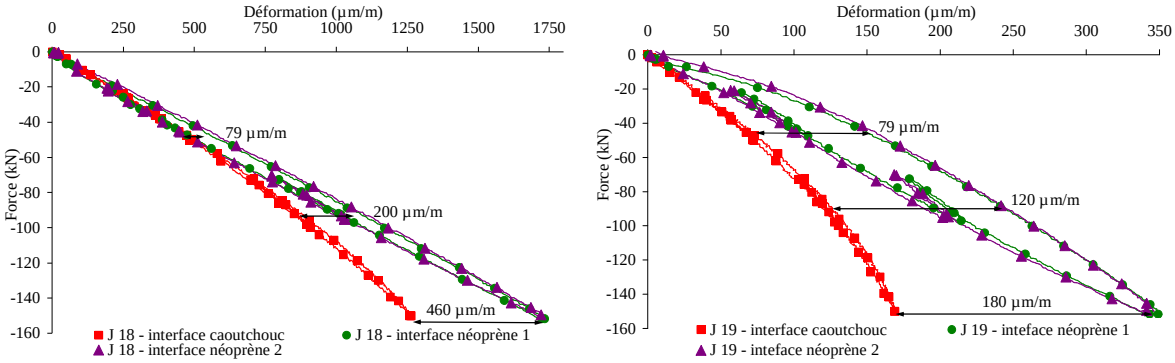


Figure 3.35. *Relation « force – déformation » dans la configuration plaque type A pour le corps d'épreuve 1*

Pour la comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles aux éléments finis de la dalle sans revêtement, on prendra donc en compte les valeurs obtenues par le chargement type A avec l'interface néoprène. Pour les chargements doubles sur la tôle nue, on n'a pas le choix, ils ont été réalisés uniquement avec l'interface caoutchouc. On fera quand même la comparaison même en sachant que les valeurs mesurées pourront être plus élevées avec l'interface néoprène.

3.1.3.4. Mesures de déformation localisées aux soudures

Les graphiques de la Figure 3.36 représentent les courbes « force – déformation » pour toutes les jauges collées au-dessous de la tôle de platelage à proximité du cordon de soudure nord pour le cas de charge roue simple du corps d'épreuve 1. Les courbes des jauges avec la dalle non ajourée et avec la dalle ajourée sont quasi identiques. Le plus grand écart entre les courbes correspondant à une même jauge est de l'ordre de 8 µm/m pour le cas de charge roue simple. Si on passe au chargement par deux roues écartées de 100 mm, cette différence maximale devient de 13 µm/m (Tableau 3.18 de la section 3.2.3). On peut négliger ces différences, et conclure que les déformations au-dessous de la tôle de platelage au voisinage des cordons de soudure ne sont pas influencées par la réalisation de l'évidement.

L'analyse du graphique de la Figure 3.37, pour les jauges collées sur la face latérale des augets, conduit à la même conclusion ; le trou n'a pas d'effet significatif sur ces mesures de déformation.

Une forte non linéarité est remarquée sur les courbes de la Figure 3.36 (mesures de déformation au voisinage des cordons de soudure et au-dessus de la tôle de platelage).

Contrairement à ces mesures, les déformations au voisinage des cordons de soudure sur l'âme latérale de l'auget sont quasi linéaires pour les quatre corps d'épreuve testés et pour tous les cas de chargement (voir Figure 3.37 et Figure 3.38).

Le fait d'avoir une réponse linéaire avec les différentes charges, pour ce qui est réellement critique pour les dalles orthotropes actuelles, est un résultat majeur pour avoir confiance dans le renforcement proposé et dans le gain en contrainte géométrique de fatigue obtenu avec la nouvelle solution.

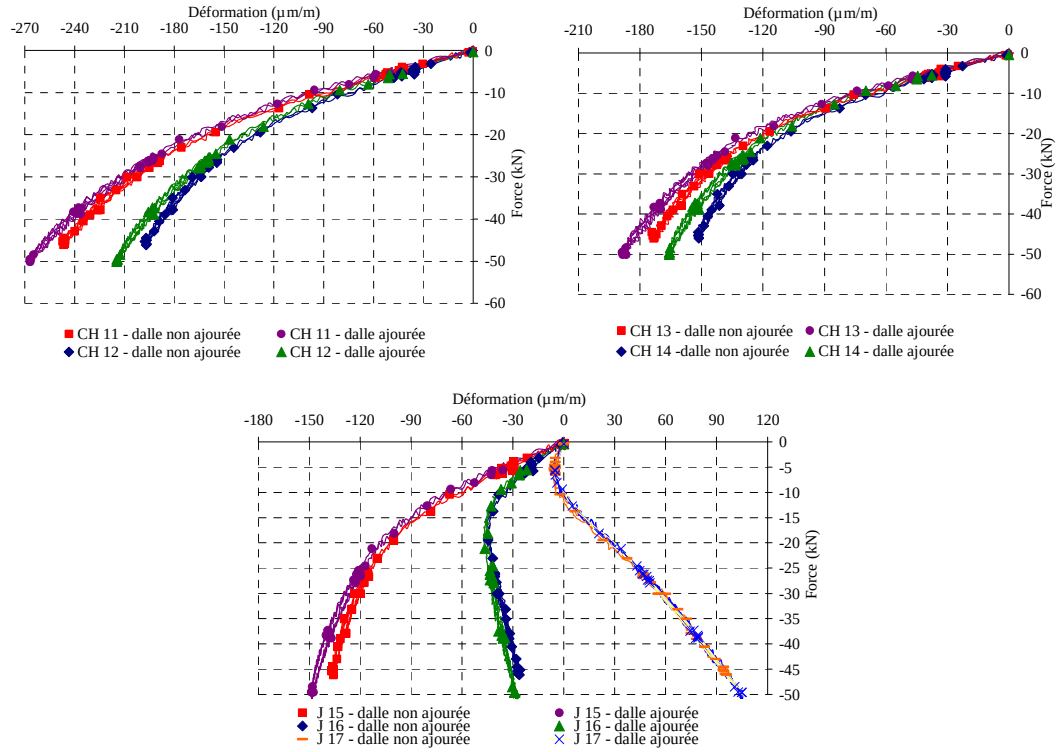


Figure 3.36. *Relation « force – déformation » dans la configuration roue simple pour les jauges 11, 12, 13, 14, 15, 16 et 17 du corps d'épreuve sans revêtement*

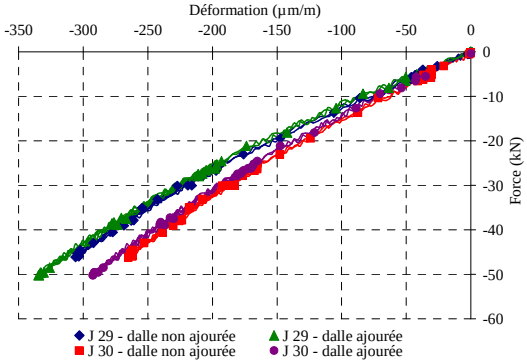


Figure 3.37. *Relation « force – déformation » dans la configuration roue simple pour les jauges 29 et 30 du corps d'épreuve sans revêtement*

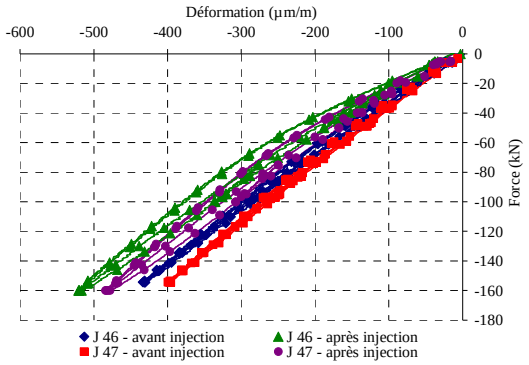


Figure 3.38. *Relation « force – déformation » dans la configuration plaque simple type A pour les jauges 46 et 47 du corps d'épreuve 2*

3.1.4. Evolution du comportement de l'interface et de la couche de BFUP

Avant de présenter l'ensemble des résultats expérimentaux, et la comparaison entre les corps d'épreuve, il s'est avéré important de présenter le comportement de l'interface et de la couche de BFUP des corps d'épreuve 2 et 4, étant donné l'observation de deux phénomènes inattendus dans le comportement de ces structures : évolution des flèches au cours des essais statiques et non linéarité de l'évolution des déformations avec le chargement. Ce phénomène de non linéarité des mesures a été également constaté sur les corps d'épreuve 1 et 3, et il a fait l'objet de discussion dans la section 3.1.2.2. Mais l'explication ne peut pas être la même pour les corps d'épreuve 2 et 4.

Les graphiques de la Figure 3.39 représentent la force appliquée en fonction de la flèche pour les corps d'épreuve 1 et 3. Les résultats obtenus sous chargement appliqué par des roues sont moins stables (comparer les deux graphiques de la Figure 3.39). Les fluctuations autour de la relation linéaire « force – flèche », mises en évidence sur le deuxième graphique, sont liées à la déformabilité des pneumatiques qui rend difficile le réglage de l'asservissement. La même remarque est également valable dans le cas des graphiques « force – déformation ».

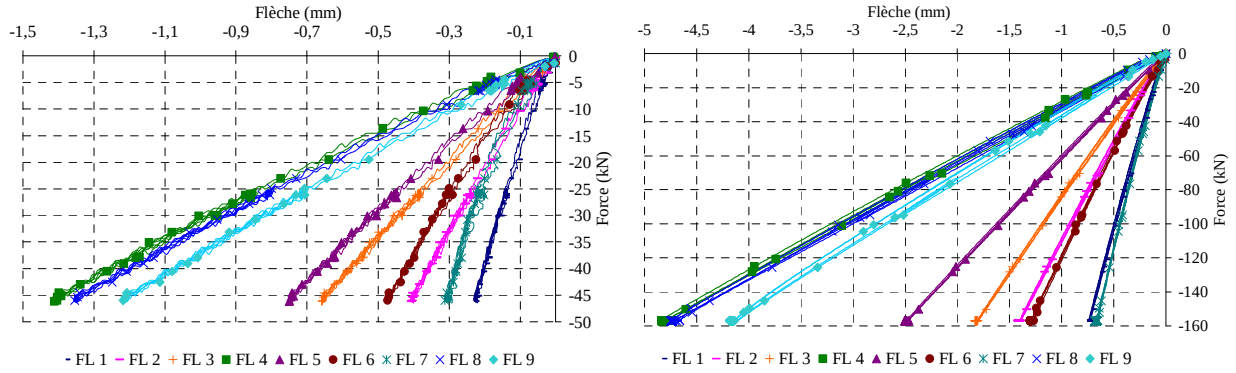


Figure 3.39. *Relation « force – flèche» pour le corps d'épreuve 1, charge d'une roue de camion, et pour le corps d'épreuve 3, charge plaque type A*

Pendant la charge, pour n'importe quel corps d'épreuve, la dalle orthotrope est plus rigide que pendant la décharge. Malgré cette anomalie la structure revient toujours à son état initial (x = 0). Ce phénomène est très faible pour les flèches mesurées sur les corps d'épreuve sans revêtement (corps d'épreuve n° 1) et le corps d'épreuve revêtue de BB (corps d'épreuve n° 3) comme montre les graphiques de la Figure 3.39. Les deux structures sont quasi parfaitement linéaires. Pour un même essai la variation de la raideur est de plus au moins 1 kN/mm.
Au contraire le phénomène d'hystérésis est plus marqué sur les corps d'épreuve revêtu de BFUP (corps d'épreuve numéro 2 et 4) comme expliqué dans la prochaine section 3.1.4.1.

Dans cette partie, nous nous intéressons essentiellement aux chargements avec une plaque type A, utilisée dans l'essai de fatigue et simulée dans les modélisations numériques.

L'allure des courbes « charge appliquée en fonction du temps » pour le chargement plaque type A des corps d'épreuve 2 et 4 est donnée sur la Figure 3.40. Les points indiqués sur la courbe repèrent des niveaux de chargement de 45 kN, 90 kN ou 150 kN atteints pendant les trois cycles de chargement soit en phase de montée en charge soit en phase de redescente. Dans cette section, nous utiliserons ce repérage des étapes de chargement pour donner les flèches et les déformations correspondantes, et procéder ensuite à l'analyse.

Nous avons choisi de commencer l'analyse des phénomènes toujours par le corps d'épreuve 4, le dernier à avoir été testé, et ensuite de prolonger les mêmes analyses au corps d'épreuve 2, lui aussi revêtu de BFUP.

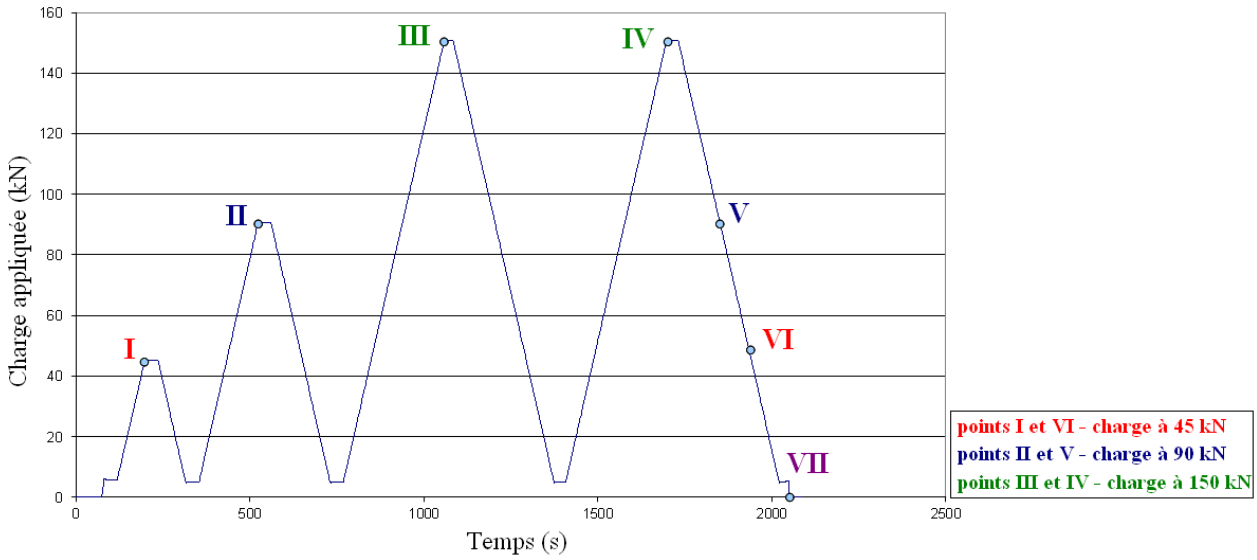


Figure 3.40. *Etapes de chargement remarquables*

3.1.4.1. Evolution des flèches au cours des essais statiques sur les corps d'épreuve revêtus de BFUP – Observations

3.1.4.1.1. Corps d'épreuve n°4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP)

La Figure 3.41 montre l'évolution des flèches sous un chargement de 45 kN appliqué au moyen d'une plaque A centrée, au cours des différents essais réalisés sur le corps d'épreuve 4 entre juillet et octobre 2010 (chronogramme Annexe 8). L'essai du 22/10/2010 est réalisé à l'issue des deux millions de cycles de chargement en fatigue.

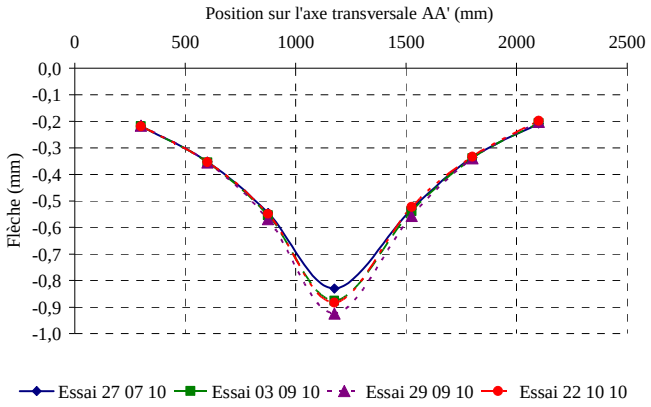


Figure 3.41. *Flèches mesurées au niveau de l'axe AA' pour différents essais avec plaque A (45 kN)*

Le Tableau 3.4 donne les valeurs de la flèche centrale (FL 4) et des flèches mesurées transversalement à mi-portée obtenues pour les différents essais avec plaque A centrée à 45 kN.

Flèches en mm	**FL 1**	**FL 2**	**FL 3**	**FL 4**	**FL 5**	**FL 6**	**FL 7**
Essai 27 07 10	-0,208	-0,336	-0,530	-0,830	-0,545	-0,352	-0,218
Essai 03 09 10	-0,206	-0,339	-0,538	-0,875	-0,553	-0,354	-0,219
Essai 29 09 10	-0,202	-0,339	-0,556	-0,924	-0,568	-0,355	-0,217
Essai 22 10 10 après fatigue	-0,198	-0,333	-0,522	-0,883	-0,548	-0,353	-0,219

Tableau 3.4. *Evolution des flèches au cours des différents essais statiques avec plaque type A (45 kN)*

Le corps d'épreuve s'est visiblement « assoupli » entre le premier essai le 27/07/2010 et le 29/09/2010 (augmentation de flèche de l'ordre de 10 %) et s'est un peu raidi après les cycles de fatigue (récupération de 5 %).

Début août 2010 des jauges de déformation ont été posées sur la dalle en BFUP. La surface du béton a été rainurée pour disposer les jauges (Figure 2.43 de la section 2.3.3.2). Au vu de la Figure 3.41 et du Tableau 3.4, il est très difficile de conclure sur l'effet des rainures réalisées. On observe un assouplissement de la structure après le rainurage, mais cet assouplissement se poursuit lors des essais ultérieurs.

Traçons maintenant les graphiques « force – flèche » pour les flèches mesurées au niveau de l'axe AA' correspondant au chargement du 27/07/2010 (Figure 3.42_1) et du 29/09/2010 (Figure 3.42_2). Les flèches mesurées présentent une légère hystérésis, plus marquée sur l'essai du 27/07/2010 que sur l'essai du 29/09/2010. De plus la mesure FL 4, qui correspond à la mesure de la plus grand flèche (celle du centre), semble être la plus atteinte par ce phénomène.

De même, au niveau des flèches des axes BB' et CC' on constate de l'hystérésis (Figure 3.43).

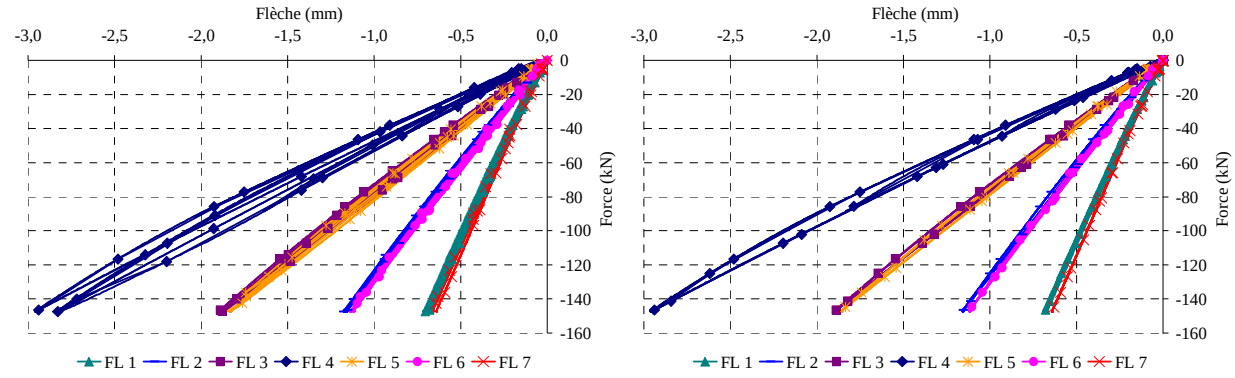


Figure 3.42. *Courbes « force – flèches mesurées » au niveau de l'axe AA' – essais du 27/07/2010 et du 29/09/2010*

Les graphiques de la Figure 3.44 (à gauche l'essai du 27/07/2010 et à droite l'essai du 29/09/2010) montrent le profil de flèches observé au niveau de l'axe AA' aux différents points de chargement remarquables (Figure 3.40).

Sur ces derniers graphiques, on constate également la non linéarité en termes de déformation globale de la structure. On remarque en particulier que les flèches à 45 kN n'ont pas les mêmes valeurs lors de la montée en charge (point I de la Figure 3.40) que lors de la redescente (point VI de la Figure 3.40). Il en est de même pour les flèches à 90 kN pour les valeurs lors de la montée en charge (point II de la Figure 3.40) et lors de la redescente (point V de la Figure 3.40).

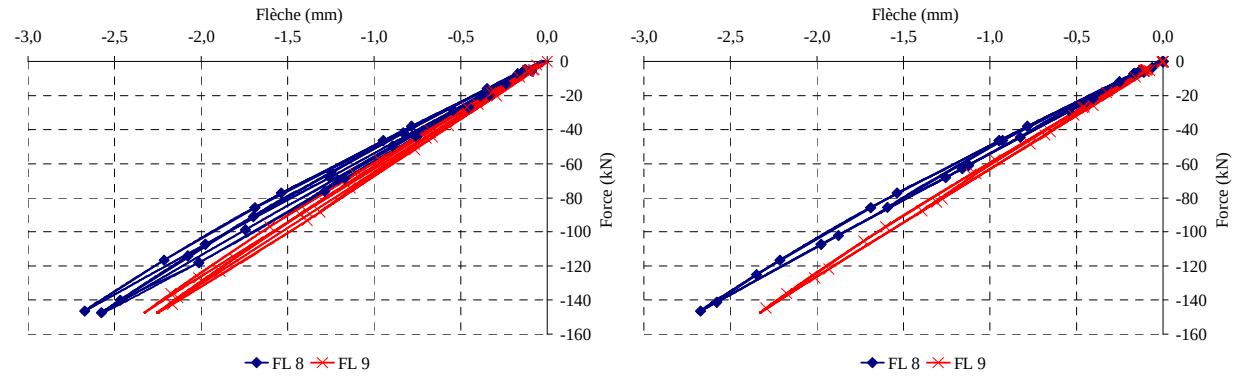


Figure 3.43. *Courbes « force - flèches mesurées » dans l'axe BB' et CC' – essais du 27/07/2010 et du 29/09/2010*

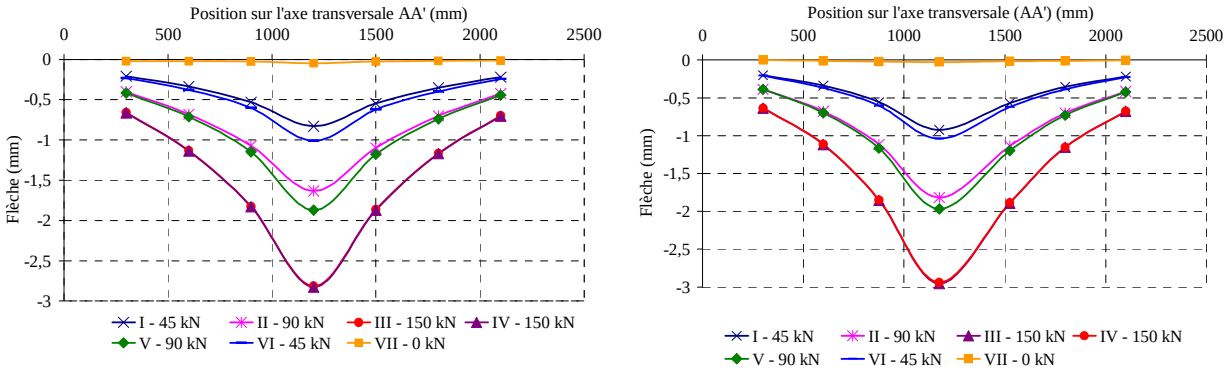


Figure 3.44. *Flèche le long de l'axe AA' – essais du 27/07/2010 et du 29/09/2010*

3.1.4.1.2. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP)

Sur la base des flèches obtenues lors des différents essais réalisés avec un chargement de type plaque A, on constate également pour ce corps d'épreuve (encore plus souple que le corps d'épreuve 4) une évolution du comportement au cours des essais (Figure 3.45). Nous constatons un assouplissement du corps d'épreuve au cours des essais statiques et de fatigue. L'injection des fissures ne semble pas avoir apporté de rigidité supplémentaire (comparaison entre l'essai du 28/07/2009 et l'essai du 02/09/2009).

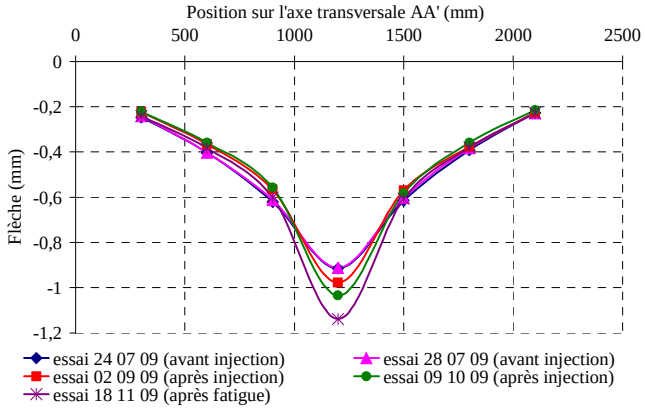


Figure 3.45. *Flèches mesurées au niveau de l'axe AA' pour différents essais avec plaque A (45 kN)*

Pour le cas de charge roue simple et plaque type C, le graphique de la Figure 3.46 montre également que la réalisation de l'injection n'a pas changé le comportement global du corps d'épreuve 2.

Sous chargement roue seule, la différence entre les deux essais (18/08/09 avant injection et 25/08/09 après injection) est très faible. Sans doute est-ce dû au fait que les deux essais sous roue seule ont été réalisés consécutivement, avant et après la phase d'injection, et au fait que la charge exercée sur le corps d'épreuve est modérée dans le cas de la roue seule, soit seulement 45 kN. Cette charge est sans doute inférieure au seuil d'endommagement de la structure.

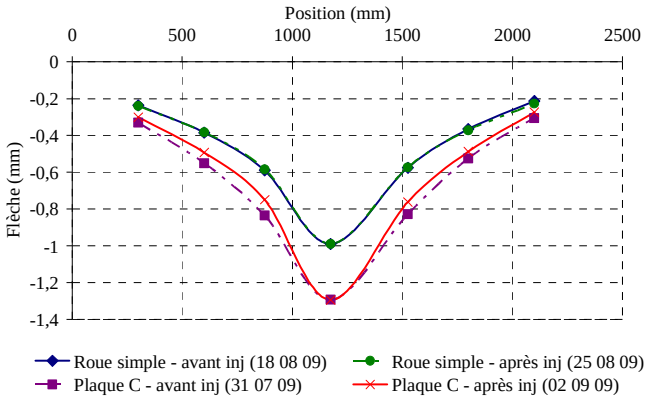


Figure 3.46. *Relation « flèche – position » pour les cas de chargement simple, roue à 45 kN et plaque type C à 60 kN, avant et après injection des fissure*

Le Tableau 3.5 donne les valeurs de flèche centrale (FL 4) et des flèches mesurées transversalement à mi-portée obtenues pour les différents essais avec plaque A centrée à 45 kN. Du début jusqu'à la fin de la campagne expérimentale, on obtient une augmentation de flèche de 24,50 % pour le même chargement.

Flèche en mm	**FL 1**	**FL 2**	**FL 3**	**FL 4**	**FL 5**	**FL 6**	**FL 7**
Essai 24 07 09 (avant inj.)	-0,248	-0,403	-0,621	-0,914	-0,615	-0,392	-0,227
Essai 28 07 09 (avant inj.)	-0,242	-0,402	-0,612	-0,912	-0,603	-0,384	-0,222
Essai 02 09 09 (après inj.)	-0,224	-0,366	-0,567	-0,978	-0,569	-0,378	-0,227
Essai 09 10 09 (après inj.)	-0,223	-0,358	-0,557	-1,035	-0,582	-0,358	-0,215
Essai 18 11 09 (après fatigue)	-0,241	-0,384	-0,601	-1,138	-0,607	-0,381	-0,228

Tableau 3.5. *Evolution des flèches au cours des différents essais statiques avec plaque type A (45 kN)*

La force exercée par le vérin est tracée en fonction des flèches mesurées au niveau de l'axe AA', BB' et CC' pour les essais du 28/07/2009 (avant injection) et du 02/09/2009 (après injection) (voir Figure 3.47 et Figure 3.48). Le phénomène d'hystérésis peut être observé sur les mesures de flèche réalisées selon tous les axes du corps d'épreuve 2 contrairement à ce qui a été observé pour le corps d'épreuve 4. Il est moins marqué au début de la campagne d'essai (essai du 28/07/2009) qu'au cours de celle-ci (essai du 02/09/2009). La graphique 1 et le graphique 2 de la Figure 3.49 montrent le profil de flèches observé au niveau de l'axe AA' aux différents points de chargement remarquables (Figure 3.40) pour les essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009 respectivement. Nous constatons une légère hystérésis au niveau des flèches mesurées. Cette hystérésis est plus marquée sur celles situées au centre du corps d'épreuve où le déplacement est maximal. Le comportement global de la structure présente donc une « légère » non linéarité.

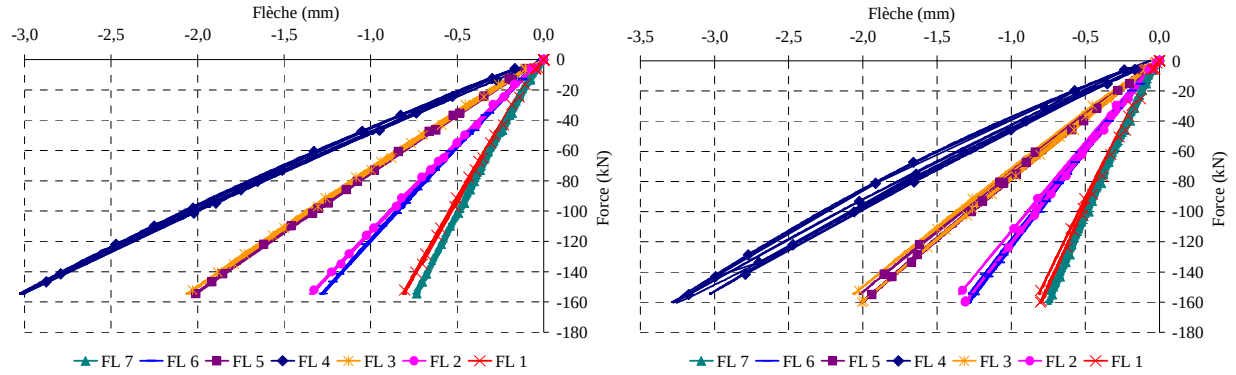


Figure 3.47. *Courbes « force – flèches mesurées » au niveau de l'axe AA' – essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

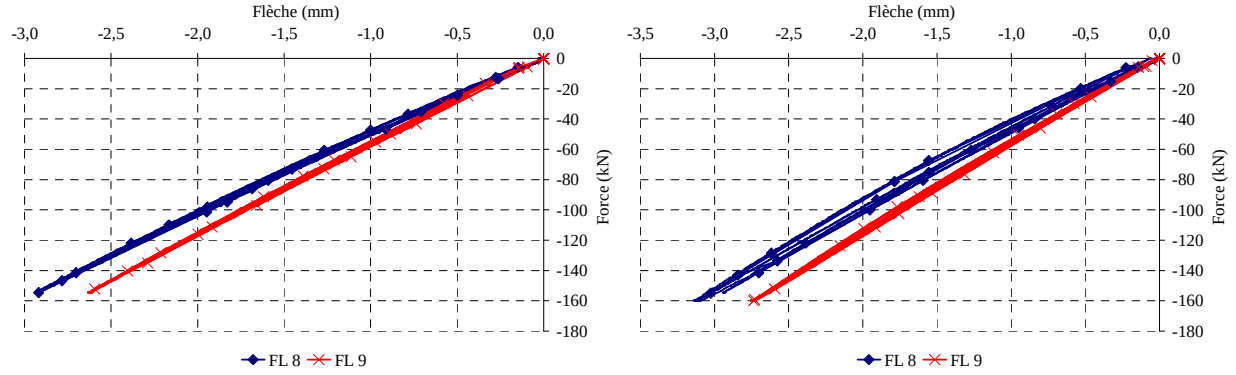


Figure 3.48. *Courbes « force – flèches mesurées » au niveau de l'axe BB' et CC' – essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

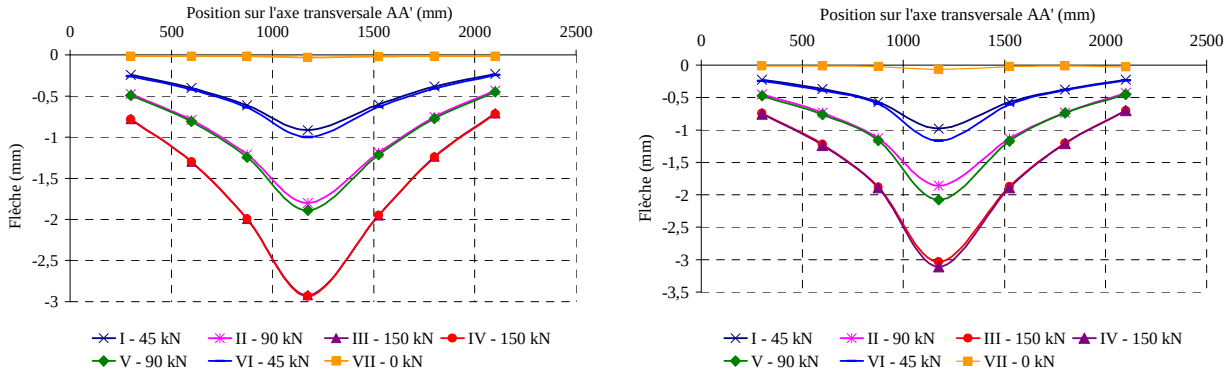


Figure 3.49. *Flèche le long de l'axe AA' – essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

Dans ces conditions, il a fallu faire un choix cohérent pour le dépouillement des résultats expérimentaux, flèches et déformations. On a pris le partie systématique de considérer les valeurs correspondant à la montée en charge du premier cycle de chargement (point I).

3.1.4.2. Analyse des non linéarités observées sur les corps d'épreuve revêtus de BFUP

Nous nous efforçons dans les paragraphes qui suivent, par analyse des mesures locales, de comprendre l'origine des non linéarités.

3.1.4.2.1. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP)

Les déformations transversales le long de l'axe AA' en fibre supérieure et inférieure de la tôle entre les augets 2 et 3 sont représentées pour différentes valeurs de chargement au cours de l'essai plaque A seule du 27/07/10 (premier test réalisé sur le corps d'épreuve 4) et du 29/09/2010 (avant l'essai de fatigue) sur la Figure 3.50 et la Figure 3.51 (La chronologie des essais étant détaillée dans l'Annexe 8).

Dans les graphiques ci-dessous, le zéro de l'abscisse correspond à l'axe de symétrie du corps d'épreuve. Les pieds des cordons de soudure des augets se trouvent à une distance de ±140 mm par rapport à l'axe du corps d'épreuve.

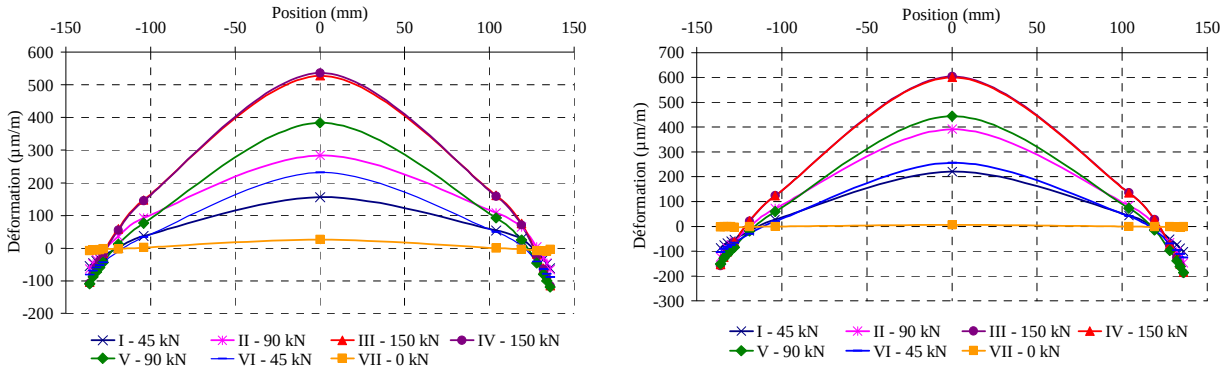


Figure 3.50. *Déformation transversale en fibre inférieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 27/07/10 et du 29/09/10*

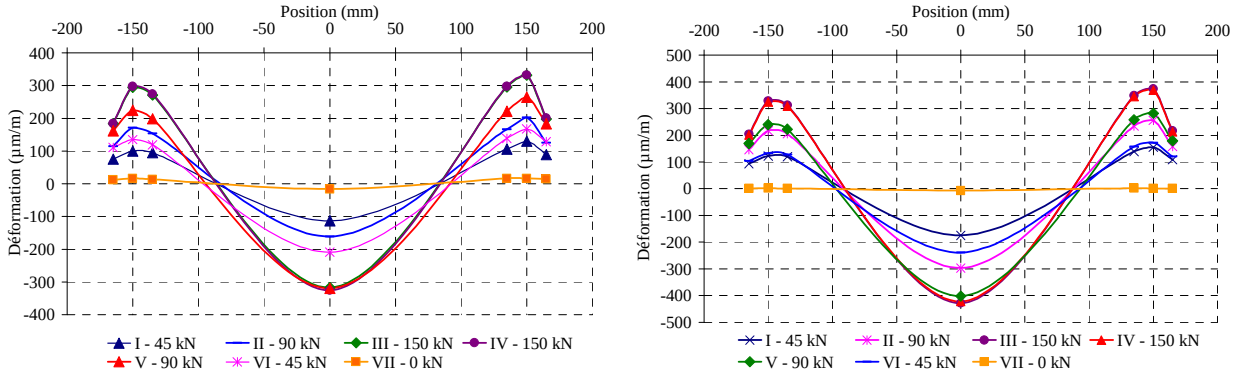


Figure 3.51. *Déformation transversale en fibre supérieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 27/07/10 et du 29/09/10*

On constate une hystérésis assez importante sur les déformations mesurées en fibre supérieure de la tôle de platelage, et un peu plus faible en fibre inférieure. Cette hystérésis est plus marquée dans l'essai du 27/07/10 que dans l'essai du 29/07/10. On note également que les valeurs de déformation augmentent entre les deux essais.

Pour préciser l'analyse, observons quelques évolutions en fonction du chargement des déformations mesurées au niveau de l'axe AA'. Les déformations dans la direction transversale mesurées à l'axe de symétrie, sur la tôle de platelage (BD 4) et sous la tôle de platelage (BD 18) lors des tests du 27/07/2010 et du 29/09/10 sont présentées en Figure 3.52.

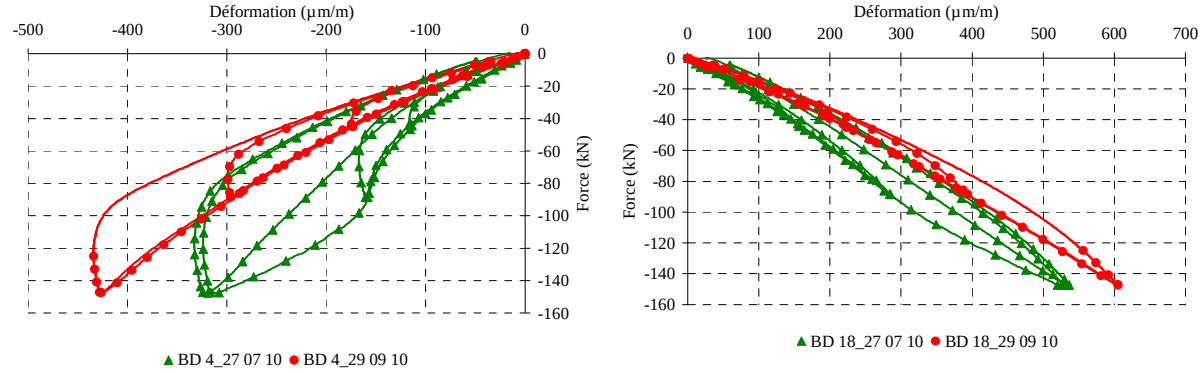


Figure 3.52. *Déformation transversale au niveau des jauges BD 4 (au-dessus de la tôle) et BD 18 (au-dessous de la tôle) positionnées dans l'axe de symétrie de la structure – essai plaque A*

Les déformations mesurées en fibre supérieure de la tôle sont de toute évidence assez fortement non linéaires.

Remarquons tout d'abord que la déformation mesurée sous la tôle est positive (traction) alors que la déformation mesurée sur la tôle est négative (compression). Or si on fait l'hypothèse d'un collage parfait entre tôle métallique et BFUP, on trouve un axe neutre (Figure 3.53) à :

$$z_G = \frac{E_{BFUP} \times h_{BFUP} \times z_{G-BFUP} + E_{tôle} \times h_{tôle} \times z_{G-tôle}}{E_{BFUP} \times h_{BFUP} + E_{tôle} \times h_{tôle}} = \frac{55 \times 35 \times 29{,}5 + 210 \times 12 \times 6}{55 \times 35 + 210 \times 12} = 16{,}18 mm$$

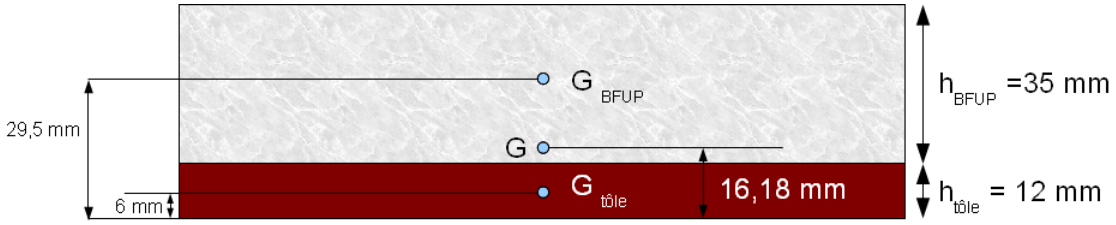


Figure 3.53. *Position des centres de gravité de la structure tôle + BFUP dans le corps d'épreuve 4*

Les déformations en fibre inférieure et en fibre supérieure de la tôle devraient donc avoir le même signe. Ce n'est pas le cas, on a donc vraisemblablement un glissement (Figure 3.54).

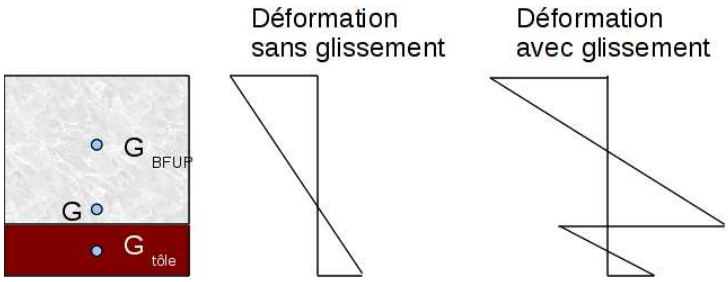


Figure 3.54. *Allure des déformations avec et sans glissement*

Tentons maintenant d'expliquer la courbe très particulière de la jauge BD 4 dans l'essai du 27/07/2010. Quand la charge redescend de 150 kN à 90 kN, on observe une légère augmentation de la déformation. Il en est de même des redescentes depuis 45 kN et 90 kN (Figure 3.55).

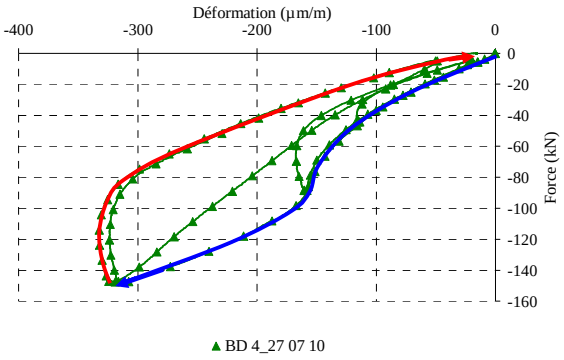


Figure 3.55. *Analyse graphique BD 4 – essai plaque A du 27/07/2010*

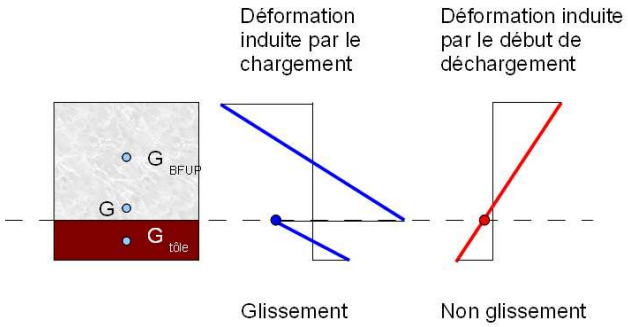


Figure 3.56. *Déformée sous chargement et début de déchargement*

Une explication rationnelle de la non linéarité pourrait être que lors du chargement jusqu'à 150 kN, le glissement du BFUP sur la tôle est déjà effectif, ce qui libère les efforts normaux dans les deux couches.

En revanche, lors de la redescente, il faut que les efforts normaux s'inversent pour pouvoir mobiliser le glissement inverse. De 150 kN jusqu'à 100 kN, on est donc peut-être quasiment en contact parfait, sans glissement, peut-être à cause de la pression verticale appliquée, ce qui expliquerait que la fibre supérieure du métal continue à se comprimer (voir schéma de la Figure 3.56).

La jauge BD 18 présente sous la tôle ne présente toutefois pas du tout cette hystérésis. Essayons de comprendre pourquoi.
Considérant une plaque soumise uniquement à un moment d'axe horizontal, si on se réfère à la Figure 3.54, les moments dans le BFUP et dans la tôle sont, en cas de glissement parfait et en supposant une courbure identique de la tôle et du revêtement, égaux à :

$$M_{BFUP} = \chi \times EI_{BFUP} \tag{34}$$

$$M_{tôle} = \chi \times EI_{tôle} \tag{35}$$

D'où $M_{total} = \chi \times EI_{BFUP} + \chi \times EI_{tôle}$ (36)

La déformation sous la tôle s'en déduit alors aisément :

$$\varepsilon_{\text{int rados tôle}} = -\chi \times z_{G-tôle} = -\frac{M}{\text{EI}_{\text{BFUP}} + \text{EI}_{\text{tôle}}} \times z_{tôle} \tag{37}$$

Soit en faisant l'application numérique,

$$\varepsilon_{\text{int rados tôle}} = -\chi \times z_{G-tôle} = -\frac{M}{55.10^3 \times 0.035^3/12 + 210.10^3 \times 0.012^3/12} \times 0.006 = -0.0265M$$ Avec

M en MN.m/m.

En cas de contact parfait, on obtient :

$$M_{total} = \chi \times \left\{ E_{BFUP} \times \left[I_{BFUP} + \left(z_{G-BFUP} - z_G \right)^2 \times h_{BFUP} \right] + E_{tôle} \times \left[I_{tôle} + \left(z_{G-tôle} - z_G \right)^2 \times h_{tôle} \right] \right\} = \chi \times EI_{équivalent} \tag{38}$$

$$EI_{équivalent} = 55.10^3 \times \left[0{,}035^3/12 + \left(0{,}0295 - 0{,}0162 \right)^2 \times 0{,}035 \right] + 210.10^3 \times \left[0{,}012^3/12 + \left(0{,}006 - 0{,}0162 \right)^2 \times 0{,}012 \right]$$
$$EI_{équivalent} = 0{,}829 MN.m^2/m$$

D'où $\varepsilon_{\text{int rados tôle}} = -\chi \times z_{G-tôle} = -\frac{M}{\text{EI}_{\text{équivalent}}} \times z_G = -\frac{M}{0{,}829} \times 0.0162 = -0{,}0195 \times M$

La déformation en fibre inférieure de la tôle dépend donc assez peu du caractère glissant ou adhérent de l'interface BFUP – tôle (variation de l'ordre de 25%) ce qui pourrait expliquer pourquoi on obtient une hystérésis beaucoup plus faible en sous-face.

Analysons le même type d'essai réalisé le 03/09/2010, avec la surface BFUP instrumentée par des jauges de déformation (voir plan d'instrumentation en Annexe 7 – Figure A.34). Observons les déformations transversales mesurées à l'axe de symétrie du corps d'épreuve, sous la tôle (BD 18 -Figure 3.57), sur la tôle (BD 4 - Figure 3.58) et à la surface du BFUP (BD 49 - Figure 3.59).

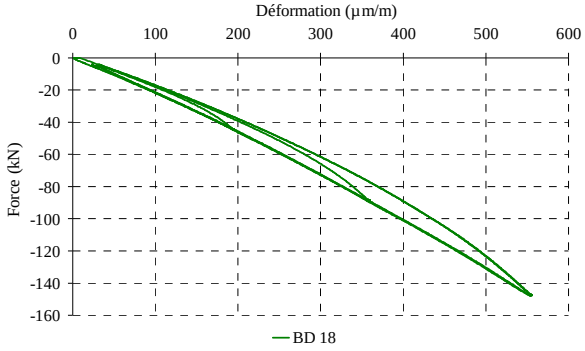


Figure 3.57. *Déformation transversale sous la tôle au niveau de l'axe de symétrie (03/09/2010)*

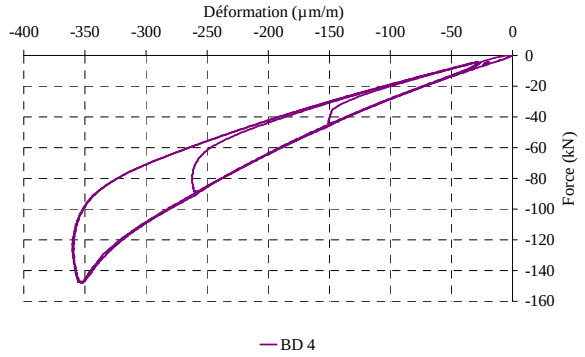


Figure 3.58. *Déformation transversale sur la tôle au niveau de l'axe de symétrie (03/09/2010)*

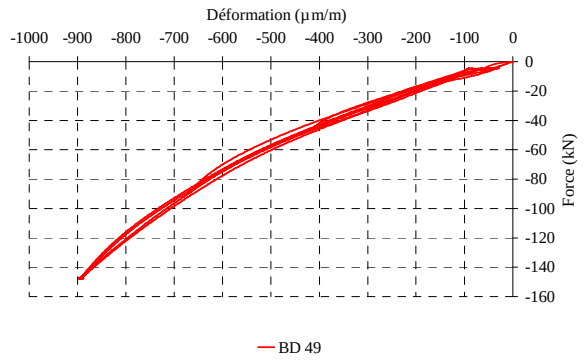


Figure 3.59. *Déformation sur le revêtement BFUP au niveau de l'axe de symétrie (03/09/2010)*

Les contraintes dans cette zone peuvent être évaluées, tout d'abord en multipliant par le module les déformations observées respectivement en fibre supérieure et inférieure de la tôle et en fibre supérieure du BFUP, puis en déduisant par le calcul la déformation en fibre inférieure du BFUP.

Lors de l'essai du 03/09/2010, nous avons les déformations suivantes au centre de symétrie de l'élément pour trois niveaux de chargement choisis respectivement égaux à 45 kN, 90 kN et 150 kN (Tableau 3.6).

Charge	Déformation tôle fibre inf (µm/m)	Déformation tôle fibre sup (µm/m)	Déformation BFUP fibre sup (µm/m)
45 kN	193	-148	-410
90 kN	356	-258	-669
150 kN	554	-353	-896

Tableau 3.6. *Déformations mesurées pour le corps d'épreuve 4 à trois niveaux de charge*

En supposant une courbure identique dans la tôle métallique et dans le BFUP (voir allure déformée Figure 3.54), et en supposant que les jauges en fibre supérieure sont situées à une épaisseur de 30 mm dans le BFUP (engravure d'environ 5 mm), on peut déduire les déformations en fibre inférieure du BFUP (en italique dans le Tableau 3.7 ci-dessous).

Charge	Déformation tôle fibre inf (µm/m)	Déformation tôle fibre sup (µm/m)	Déformation BFUP fibre inf (µm/m)	Déformation BFUP fibre sup (µm/m)
45 kN	193	-148	*441*	-410
90 kN	356	-258	*866*	-669
150 kN	554	-353	*1372*	-896

Tableau 3.7. *Déformation de la face inférieure du BFUP du corps d'épreuve 4 déduite à partir des mesures (valeurs en italique)*

Supposant un comportement élastique avec un module de BFUP de 55 GPa, on en déduit des contraintes de traction par flexion de 24 MPa à 45 kN, 48 MPa à 90 kN et 75 MPa à 150 kN. Le BFUP est donc vraisemblablement fissuré sur une partie de sa hauteur. Ces valeurs ne sont bien évidemment pas réalistes. En supposant notre hypothèse de courbure identique entre la tôle métallique et le BFUP (sinon, cela signifie qu'il y a décollement à l'interface), il y aurait fissuration de la couche BFUP en fibre inférieure. Cette fissuration pourrait expliquer l'évolution du comportement entre les premiers essais statiques et les essais suivants.

L'hypothèse de glissement semble être validée par la modélisation aux éléments finis qui sera présentée dans le Chapitre 4 de la thèse. On cherche dès à présent à la vérifier grâce aux mesures de déformations.

L'endommagement rapide des jauges situées en face supérieure du BFUP sous les charges appliquées, ne nous permet pas de tracer l'évolution des déformations en fibre supérieure du BFUP au cours des essais pour confirmer cette hypothèse.

Observons maintenant l'évolution des déformations en fibre inférieure de la tôle de platelage sur la section AA', au cours des différents essais avec une plaque de type A chargée à 45 kN (Figure 3.60).
Concernant le dépouillement des résultats expérimentaux nous prenons toujours les valeurs de la première montée en charge (voir explication dans la section 3.1.6). Par exemple pour la charge à 45 kN, nous prenons les valeurs mesurées au point I de la Figure 3.40.

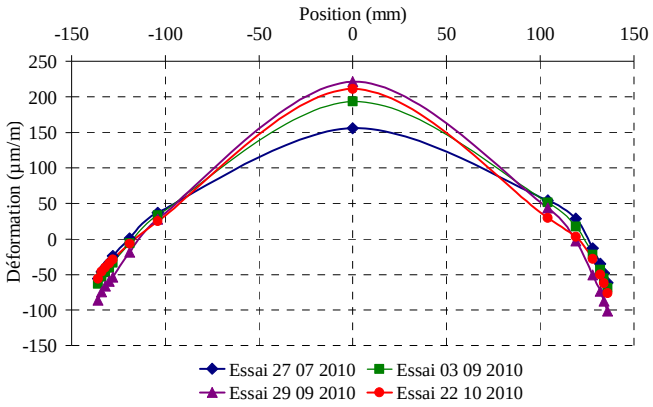


Figure 3.60. *Evolution des déformations au niveau de la fibre inférieure de la tôle de platelage orthotrope à l'axe AA' au cours de la campagne d'essais sur le corps d'épreuve 4*

L'essai statique du 22/10/2010 a été effectué à l'issue des deux millions de cycles de fatigue.

Tout comme pour les flèches (section 3.1.4.1.1), on observe une évolution relativement importante en terme de comportement au cours des premiers essais statiques, correspondant vraisemblablement à une évolution du comportement d'interface tôle – BFUP et/ou à une fissuration progressive puis à une stabilisation. Le corps d'épreuve voit sa rigidité diminuer au cours des essais statiques. La variation est de 40 % d'augmentation en souplesse si l'on considère la déformation en fibre inférieure du platelage au centre du corps d'épreuve. L'essai de fatigue semble en revanche générer une légère rigidification, difficile à expliquer (de l'ordre de 3,5 %).
L'endommagement se produit a priori lorsque les charges les plus élevées sont appliquées. Le seuil d'endommagement semble être compris entre les chargements appliqués en fatigue (de 10 kN à 110 kN) et le chargement maximum appliqué au cours des essais statiques (150 kN).

3.1.4.2.2. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP)

Dans cette section nous allons procéder à la même analyse que dans la section précédente, cette fois-ci pour le corps d'épreuve avec une tôle de platelage de 10 mm revêtue de BFUP (connexion par treillis soudé, soudé sur la tôle de platelage), sur la base des déformations transversales le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 :

- en fibre inférieure de la tôle (Figure 3.61) ;
- en fibre supérieure de la tôle (Figure 3.62) ;
- sur le treillis (Figure 3.63) ;
- en fibre supérieure du BFUP (Figure 3.64).

Nous comparons les résultats obtenus lors du premier essai conduit le 28/07/2009 à ceux obtenus lors de l'essai du 02/09/2009 (après l'injection des fissures). Pour rappel, la chronologie des essais est détaillée en Annexe 8.

Dans les graphiques ci-dessous, le zéro de l'abscisse correspond à l'axe de symétrie du corps d'épreuve. Les pieds des cordons de soudure des augets se trouvent à une distance de ± 140 mm par rapport à l'axe du corps d'épreuve.

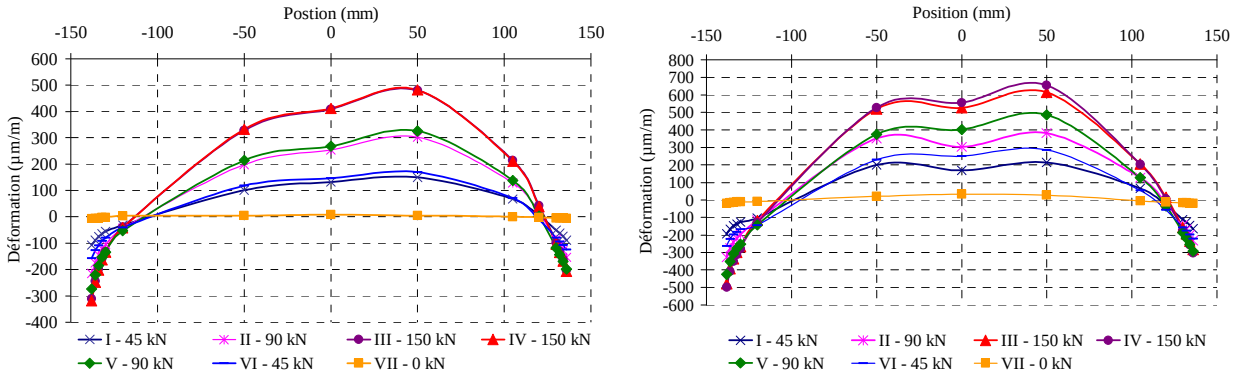


Figure 3.61. *Déformation transversale en fibre inférieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

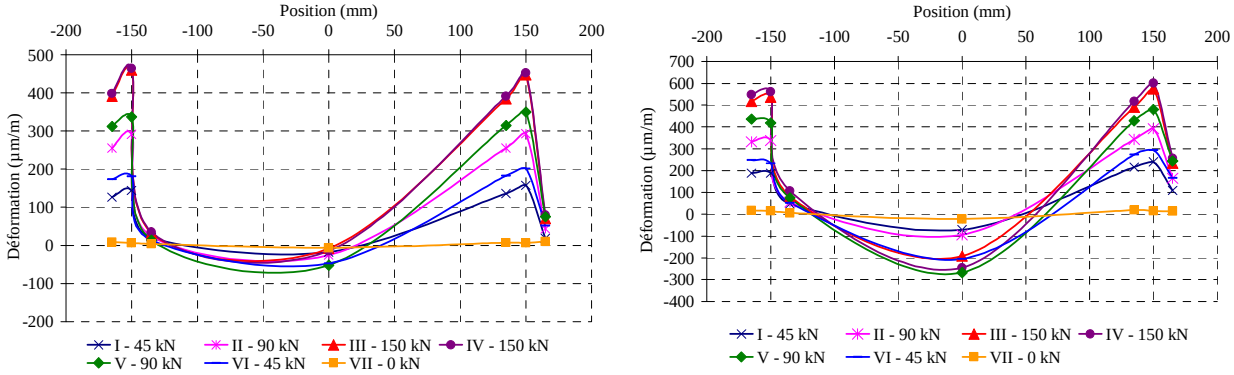


Figure 3.62. *Déformation transversale en fibre supérieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

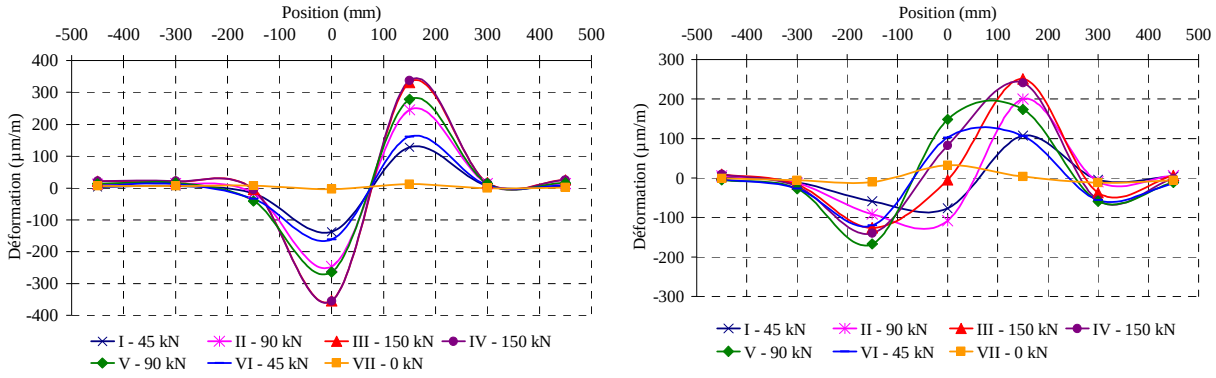


Figure 3.63. *Déformation transversale de la barre inférieure du treillis le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

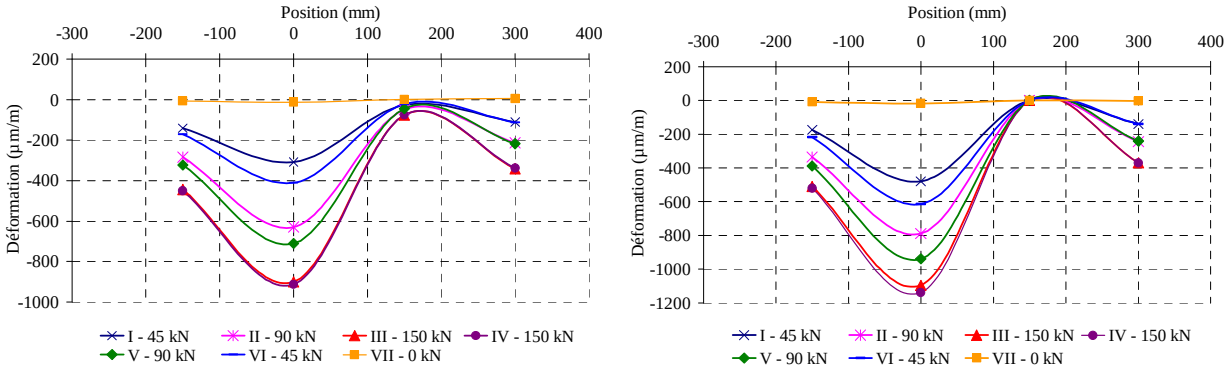


Figure 3.64. *Déformation transversale en fibre supérieure du BFUP le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009*

On constate une hystérésis assez importante sur les déformations transversales en général, plus marquée dans l'essai du 02/09/09 que dans l'essai du 28/07/09. Les valeurs de déformation augmentent entre les deux essais, sauf au niveau de la barre inférieure du treillis, pour laquelle les déformations diminuent entre le premier et le deuxième essai analysé.

Pour préciser l'analyse, quelques évolutions des déformations mesurées au niveau de l'axe AA' en fonction du chargement ont été représentées.

Le premier graphique de la Figure 3.65 donne la déformation transversale en fibre inférieure de la tôle au centre du corps d'épreuve (mesure jauge BD 36) en fonction de la charge appliquée. On constate un comportement quasi-linéaire. En revanche on observe un comportement fortement non linéaire (Figure 3.65_2) lorsqu'on analyse les mesures de la jauge J 14 (déformation transversale en fibre supérieure de la tôle au centre du corps d'épreuve) sur les deux essais.

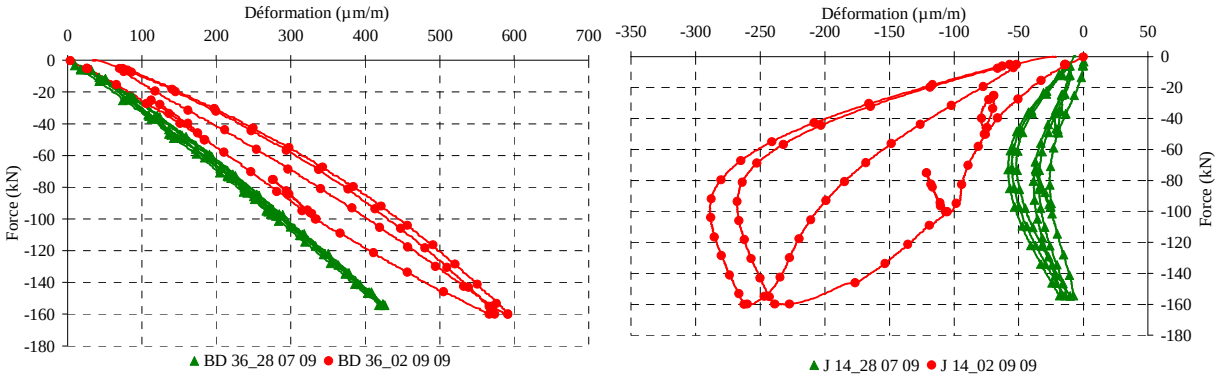


Figure 3.65. *Déformation transversale au niveau des jauges BD 36 (au-dessous de la tôle) et J 14 (au-dessus de la tôle) positionnées dans l'axe de symétrie de la structure – essai plaque A*

La différence de comportement entre la fibre supérieure et la fibre inférieure de la tôle métallique pourrait être due au caractère « glissant » de l'interface acier BFUP (voir section 3.1.4.2.1)

Les graphiques de la Figure 3.66 donnent l'allure de la déformation transversale dans le treillis au centre de l'élément (soit à environ 14 mm de la fibre inférieure du BFUP) (Figure 3.66_1) et en fibre supérieure du BFUP également au centre de l'élément (Figure 3.66_2).

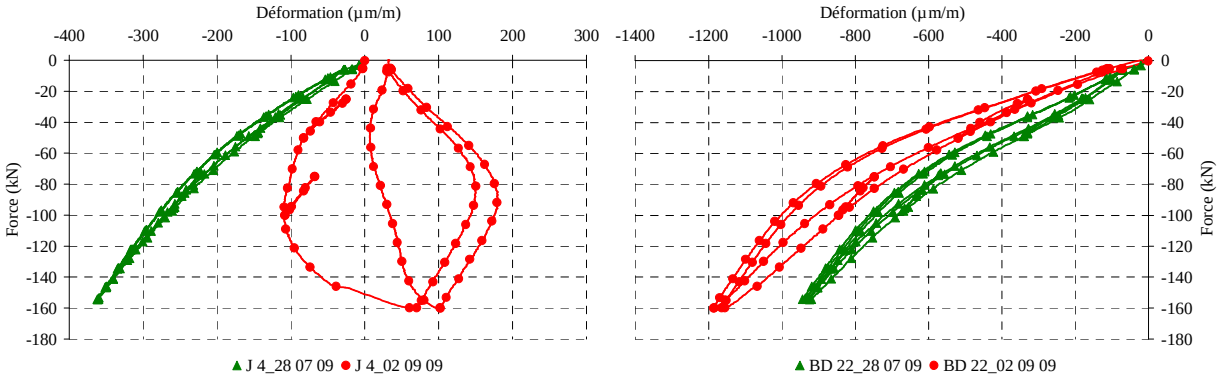


Figure 3.66. *Déformation transversale au niveau des jauges J 4 (sur le treillis) et BD 22 (au-dessus du BFUP) positionnées dans l'axe de symétrie de la structure – essai plaque A*

De ces différentes courbes il ressort plusieurs points importants :

- dissymétrie des résultats malgré un corps d'épreuve et un chargement symétriques, pour les déformations mesurées sur treillis (Figure 3.63) et sur BFUP (Figure 3.64). Une dissymétrie du corps d'épreuve métallique semble exclue (voir ci-après section 3.4 sur l'autopsie des corps d'épreuve). L'origine des dissymétries semble donc être le BFUP ou le treillis métallique. On peut s'interroger sur les soudures liant le treillis métallique à la tôle : l'autopsie des corps d'épreuve n'apporte toutefois pas de réponse sur ce point ;

- les jauges placées dans le BFUP (sur treillis soudé) ou collées en surface du BFUP sont malheureusement très difficilement exploitables. Leurs résultats sont beaucoup trop dispersés pour pouvoir conduire une analyse fine. Une explication possible pourrait être la fissuration observée à l'issue du coulage qui conduit à un revêtement fortement hétérogène au comportement mécanique très complexe. Observons également que la présence des barres longitudinales du treillis soudé en fibre inférieure du BFUP favorise sans doute l'apparition de fissures due à la flexion, fissuration pas forcément symétrique. Une autre explication possible pourrait être le gonflement observé lors du coulage du BFUP, gonflement sans doute dû à une réaction chimique entre la feuille d'aluminium utilisée pour protéger les jauges sur la tôle métallique et les granulats du BFUP (section 2.1.4.2).

On notera toutefois plusieurs points instructifs :

- A l'axe de symétrie (x = 0 dans les graphiques des Figure 3.61 à Figure 3.64), on observe une déformation de compression en fibre supérieure de la tôle (compression plus importante pour le deuxième essai) et de traction en fibre inférieure. Cela montre qu'il y a glissement au contact BFUP tôle métallique ;
- Toujours à l'axe de symétrie, on observe de la compression au niveau du treillis lors de l'essai du 28/07/09 et plutôt de la traction lors de l'essai du 02/09/09. Cela va dans le sens d'un glissement plus important vers la fin des essais statiques, cohérent avec les flèches supérieures observées.

Il est également important de noté que, ainsi comme pour les mesures de flèche, l'injection réalisée sur les fissures du corps d'épreuve n° 2 n'a pratiquement pas changé les déformations mesurées dans l'axe AA'.

Pour les déformations au-dessous de la tôle de platelage au centre du corps d'épreuve (jauges 35, 36, 37 et 38), l'écart est négligeable, en générale inférieur à 8 µm/m (Figure 3.67 et Figure 3.68).

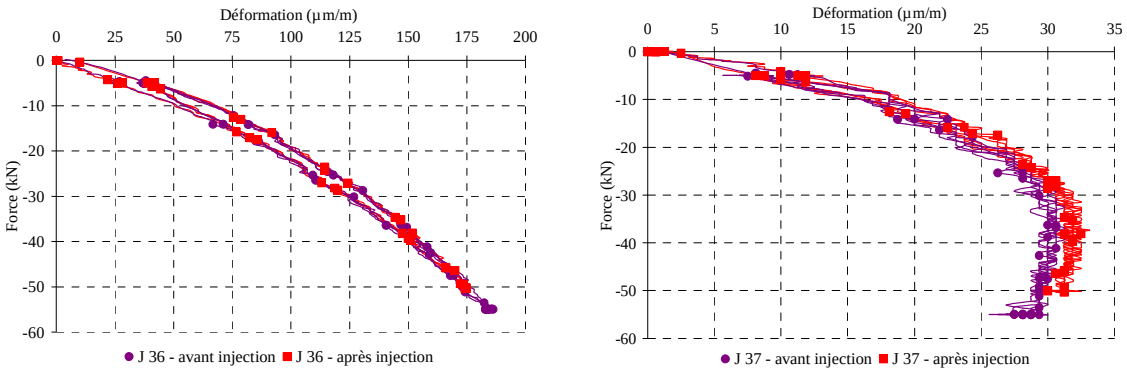


Figure 3.67. *Relation « force – déformation » des jauges 36 et 37 dans la configuration de chargement roue de camion*

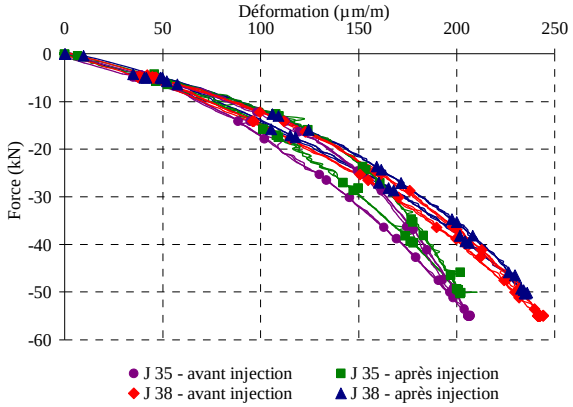


Figure 3.68. *Relation « force – déformation » des jauges 35 et 38 dans la configuration de chargement roue de camion*

Les déformations mesurées au voisinage du cordon de soudure sont plus grandes après l'injection qu'avant l'injection (voir Figure 3.38 de la section 3.1.3.4) à cause de l'endommagement. Il est donc évident que l'injection n'a rien apporté en rigidité à la structure.

Pour les déformations au-dessous de l'auget, l'écart maximum est de 9 µm/m entre les jauges 51 et 53, et de 12 µm/m entre les jauges 50 et 52 (Figure 3.69). Aussi on compare dans la Figure 3.69 la configuration de chargement plaque type A qui est celle dont on a vu la diminution de la flèche après l'injection (voir section 3.1.4.1.2). La modification mineure de rigidité globale mesurée sur les flèches n'a pas eu d'incidence sur les déformations en sous-face des augets

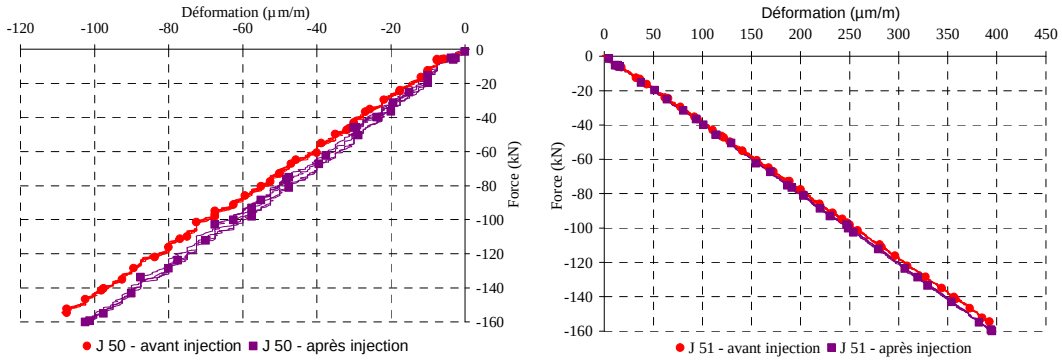


Figure 3.69. *Comparaison entre les mesures des jauges 50 et 51 dans le cas de charge plaque type A avant injection et après injection*

3.1.5. Viscoélasticité et sensibilité thermique du corps d'épreuve n° 3

Un phénomène associé aux mesures du corps d'épreuve revêtu de BB doit être présenté. Les constations observées et présentées ci-après pour les mesures de flèche sont aussi valables pour les mesures de déformation de cette même structure.

Ainsi pour le corps d'épreuve 3 à la fin de la dernière montée des cycles de charge et décharge, on a maintenu la force constante pendant un certain temps (variable suivant l'essai réalisé) pour essayer de voir l'effet de la viscoélasticité du béton bitumineux sur le comportement de la structure dalle orthotrope.

Lors de l'essai de chargement par roue simple du 26/02/2010, on a effectué une montée à 50 kN, une montée à 55 kN puis une seconde montée à 55 kN suivie d'un palier d'environ trois heures à cette même charge. Le graphique 1 de la Figure 3.70 ci-dessous donne l'allure de la flèche observée au niveau du capteur de déplacement numéro 4 (FL4, situé au centre du corps d'épreuve 3). On constate une petite évolution lors du maintien en charge, mais la pente de la décharge semble toutefois parallèle à celle de la charge. Le deuxième graphique de la Figure 3.70 montre l'évolution de cette même flèche au cours du temps.

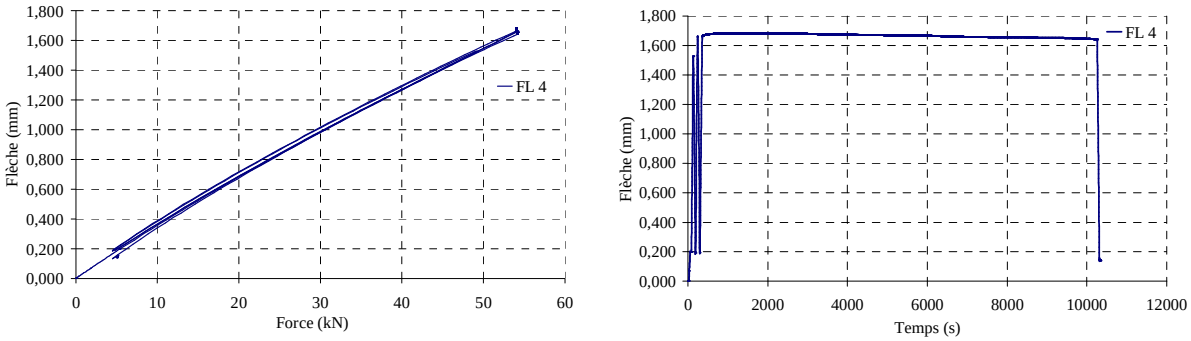


Figure 3.70. *Mesures du capteur FL 4 en fonction de la force et du temps pour le corps d'épreuve 3 : essai du 26/02/2010 avec une roue*

Nous constatons une diminution de ces flèches au cours du palier. Ce phénomène ressemble à du fluage sous charge constante, mais l'effet est toutefois inverse. En effet, un phénomène de fluage classique conduirait à avoir une augmentation de la flèche au cours du temps. Remarquons toutefois que le fluage du béton bitumineux sous la charge ne doit avoir que peu d'influence sur la flèche de la structure. En effet, l'épaisseur permettant de diffuser l'effort est diminuée, mais la rigidité globale ne devrait pas être modifiée significativement.

En réalité, le maintien de la force a provoqué un enfoncement de l'enrobé sous la charge comme le montre la Figure 3.71. La profondeur de l'enfoncement était comprise entre 5 et 10 mm. Au repos, l'empreinte de la charge disparaissait quasi complètement. La recouvrance a été totale. L'observation de cet enfoncement dans les conditions statiques de chargement témoigne du comportement viscoélastique du béton bitumineux.

Figure 3.71. *Déformation du revêtement bitumineux constatée après l'essai du 11/03/10*

Pour essayer de mieux comprendre le phénomène d'évolution des flèches lors du maintien de la force sur le corps d'épreuve 3, l'évolution de la température en-dessous et au-dessus de la structure a été suivie au cours du temps (Figure 3.72).

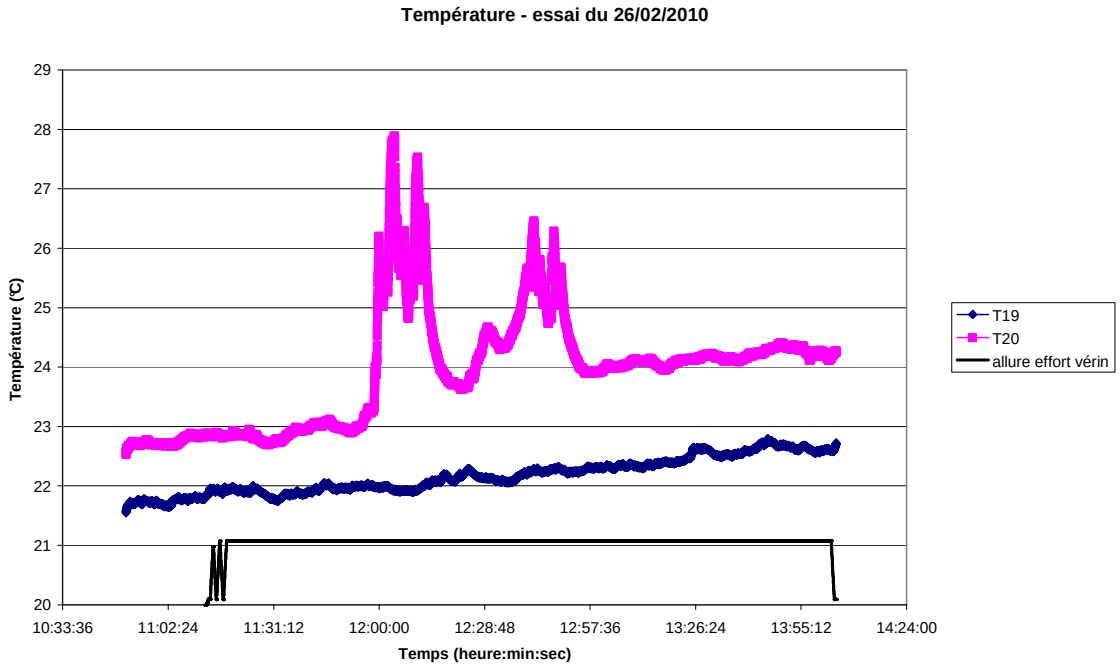


Figure 3.72. *Evolution de la température au cours du temps : essai du 26/02/2010 avec une roue*

L'écart positif entre les températures des capteurs placés sur le revêtement et sous la tôle de platelage augmente. Le gradient de température entre les deux faces de la tôle de platelage est à l'origine de déformations thermiques de flexion, entraînant une diminution de la flèche (le centre du corps d'épreuve se déplace vers le haut). La corrélation entre flèches et température ne peut toutefois pas être établie simplement car le comportement thermique de la structure n'est pas connu. L'effet constaté masque la diminution de rigidité apparente de la structure due au fluage du béton bitumineux.

Pour le dépouillement des résultats, on s'intéresse uniquement à la partie de l'essai avant le maintien de la charge. De ce fait, le phénomène constaté n'introduit pas d'incertitude aux résultats obtenus pour le corps d'épreuve n° 3.

3.1.6. Points clés pour la suite du Chapitre 3

3.1.6.1. Comment sont obtenues les mesures de déplacement et de déformation pour les charges de 45 kN, 60 kN, 90 kN et 150 kN ?

La fréquence d'acquisition des données des pesons sur les plaques métalliques ou du peson du vérin n'a pas toujours permis d'effectuer les mesures de flèche et de déformation aux valeurs exactes attendues pour la charge : 45 kN, 60 kN, 90 kN, 150 kN. Aucune interpolation linéaire n'a été réalisée. De ce fait les efforts correspondant aux enregistrements sont de : (45±0,5) kN, (60±0,5) kN, (90±0,5) kN et (150±0,5) kN.

Les cycles de charge et décharge réalisés lors des essais conduisent à plusieurs passages sur le même niveau de charge. On a décidé de prendre en compte la première valeur mesurée pour la charge et la dernière valeur mesurée pour la décharge (voir les points I à VI de la Figure 3.40). Une autre possibilité aurait consisté à réaliser une moyenne entre les valeurs lors de la charge et une moyenne entre les valeurs de décharge pour un même niveau d'effort (celui de la force appliquée : peson sur les plaques métalliques ou peson du vérin). Il a été remarqué d'après quelques analyses effectuées que cette seconde possibilité donne des résultats proches de ceux de la démarche employée.

3.1.6.2. Hystérésis : prendre les mesures de la charge ou de la décharge ?

Le phénomène d'hystérésis a été remarqué, de façon plus ou moins marquée, sur tous les corps d'épreuve testés (voir section 3.1.2.2, section 3.1.3 et la suite du Chapitre 3). Il se vérifie par une différence entre les mesures de déplacement et de déformation de la structure entre le moment du chargement et le moment du déchargement. Pour tous les corps d'épreuve testés, la décharge est associée à des mesures de déplacement et de déformation plus grandes que lors de la phase de charge. Nous avions donc d'abord choisi, par souci de sécurité, de prendre la valeur de la décharge pour réaliser les comparaisons entre les solutions pour la même charge donnée.

Ensuite nous avons remarqué que la différence entre les mesures obtenues par la roue seule en charge et en décharge à 45 kN est nulle ou très petite. La différence s'avère plus significative lorsqu'on compare la charge et la décharge à 45 kN des mesures obtenues par une plaque métallique type A, lorsque l'élément a été chargé entre temps de 0 à 150 kN. On conclut que l'hystérésis à 45 kN dépend de l'amplitude du chargement à laquelle la structure a été soumise.

De ce fait, pour l'analyse des essais et le tracé des graphiques, pour la comparaison des résultats des différents corps d'épreuve, il est apparu plus clair de mentionner les éléments d'historique de chargement

préalable, mais de toujours considérer les valeurs correspondant à la charge. Ainsi les résultats présentés dans la prochaine section correspondent au point I du graphique de la Figure 3.40 pour la charge de 45 kN, au point II pour la charge de 90 kN, et au point III pour la charge de 150 kN.

3.2. Résultats des essais statiques

Dans cette partie les principaux résultats expérimentaux des essais statiques réalisés sur les quatre corps d'épreuve sont présentés : flèches (section 3.2.1), déformations en sous-face des augets (section 3.2.2.1), déformations au-dessous de la tôle de platelage au centre (section 3.2.2.2), déformations localisées aux soudures (section 3.2.3).
Pour chaque mesure on quantifie l'effet des revêtements BB et BFUP dans les différentes configurations de chargement. On compare également les résultats des chargements avec roues avec les résultats des chargements avec plaques pour un même corps d'épreuve pour évaluer la représentativité des plaques métalliques préconisées par l'Eurocode 1 partie 2.
Dans la section 3.2.2.2 uniquement les déformations au centre des corps d'épreuve sont analysées. Les mesures de déformation locales à la proximité du cordon de soudure sont présentées dans les graphiques de cette section, mais les valeurs numériques sont dans les tableaux de la section 3.2.3.
L'apport des revêtements sur la réduction de ces déformations est identifié dans la section 3.2.4, en considérant l'extrapolation des mesures localisées aux soudures pour obtenir les contraintes géométriques associées à la vérification en fatigue (contraintes géométriques au point chaud, voir Figure 1.39).

3.2.1. Mesures des flèches

Le Tableau 3.8, le Tableau 3.9, le Tableau 3.10 et le Tableau 3.11 présentent les flèches sur les axes AA', BB' et CC' pour les différents types de chargement et pour les corps d'épreuve 1, 2, 3 et 4 respectivement.

Toutes les mesures sont présentées avec deux chiffres significatifs parce que la précision des capteurs de flèche est de l'ordre de dix micromètres. L'erreur concernant les positions de ces capteurs peut être estimée à environ un millimètre. Les capteurs ont une incertitude élargie (critère d'acceptabilité du capteur lors de la réalisation de l'étalonnage) de 50 µm (5‰ de la course du capteur) et une répétitivité de plus ou mois 3 µm.
Comme les valeurs obtenues ne correspondent pas à un niveau d'effort exact (45 kN, 60 kN, 90 kN – voir section 3.1.6.1) lorsqu'on répète des essais on peut avoir des différences de l'ordre de 20 µm pour les mesures de flèche les plus élevées (FL 4, FL8, FL9) et de l'ordre de 10 µm pour les autres mesures (FL 1, FL 2, FL 3, FL 5, FL6, FL 7).

Si on compare les flèches des différents axes, on remarque qu'elles sont plus grandes sur l'axe AA' que sur l'axe BB' et CC' pour tous les cas de chargement du corps d'épreuve 2 et 4, et pour les chargements simples et deux charges écartées de 100 mm des corps d'épreuve 1 et 3. En revanche les valeurs sont plus

élevées sur les axes BB' et CC' pour ces deux corps d'épreuve lorsqu'on applique les charges doubles 170 mm, 240 mm, 310 mm et 380 mm. Le calcul aux éléments finis des corps d'épreuve confirme ce constat [60] qui traduit l'interaction des deux charges concentrées lorsque la dalle est très souple (Figure 3.73).

Flèches (mm) du corps d'épreuve (1) dalle orthotrope non revêtue												
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		**Axe AA'**							**Axe BB'**	**Axe CC'**
				FL 1	**FL 2**	**FL 3**	**FL 4**	**FL 5**	**FL 6**	**FL 7**	**FL 8**	**FL 9**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-0,23	-0,43	-0,69	-1,44	-0,74	-0,45	-0,29	-1,38	-1,31
			Dalle ajourée									
	Néoprène		Dalle non ajourée									
			Dalle ajourée	-0,24	-0,43	-0,71	-1,51	-1,05	-0,44	-0,27	-1,44	-1,29
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-0,31	-0,54	-0,88	-1,82	-1,02	-0,61	-0,37	-1,77	-1,64
			Dalle ajourée									
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-0,43	-0,79	-1,29	-2,26	-1,38	-0,82	-0,48	-2,18	-2,11
			Dalle ajourée									
		50	Dalle non ajourée	-0,45	-0,82	-1,36	-2,05	-1,31	-0,77	-0,46	-1,99	-1,95
			Dalle ajourée									
		100	Dalle non ajourée	-0,45	-0,81	-1,35	-1,94	-1,33	-0,79	-0,46	-1,90	-1,89
			Dalle ajourée									
		170	Dalle non ajourée	-0,45	-0,81	-1,35	-1,73	-1,32	-0,78	-0,47	-1,69	-1,74
			Dalle ajourée									
		240	Dalle non ajourée	-0,45	-0,80	-1,34	-1,51	-1,31	-0,79	-0,47	-1,48	-1,57
			Dalle ajourée									
		310	Dalle non ajourée	-0,46	-0,83	-1,37	-1,37	-1,29	-0,80	-0,48	-1,37	-1,41
			Dalle ajourée									
		380	Dalle non ajourée	-0,48	-0,85	-1,37	-1,27	-1,28	-0,82	-0,49	-1,26	-1,32
			Dalle ajourée									
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-0,22	-0,40	-0,66	-1,40	-0,74	-0,47	-0,30	-1,35	-1,21
			Dalle ajourée	-0,23	-0,42	-0,69	-1,47	-1,09	-0,47	-0,28	-1,39	-1,12
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-0,45	-0,78	-1,30	-1,73	-1,33	-0,80	-0,49	-1,74	-1,65
			Dalle ajourée	-0,45	-0,81	-1,35	-1,84	-1,77	-0,83	-0,48	-1,80	-1,81
		170	Dalle non ajourée	-0,43	-0,77	-1,29	-1,56	-1,32	-0,80	-0,48	-1,54	-1,60
			Dalle ajourée									
		210	Dalle non ajourée	-0,45	-0,80	-1,32	-1,46	-1,32	-0,81	-0,50	-1,45	-1,52
			Dalle ajourée	-0,44	-0,81	-1,34	-1,52	-1,64	-0,86	-0,50	-1,53	-1,31
		280	Dalle non ajourée	-0,46	-0,81	-1,32	-1,32	-1,30	-0,81	-0,49	-1,31	-1,41
			Dalle ajourée									
		350	Dalle non ajourée	-0,47	-0,84	-1,32	-1,22	-1,30	-0,87	-0,53	-1,21	-1,31
			Dalle ajourée									
		420	Dalle non ajourée	-0,50	-0,90	-1,34	-1,16	-1,28	-0,92	-0,54	-1,14	-1,24
			Dalle ajourée									
		500	Dalle non ajourée	-0,53	-1,00	-1,34	-1,11	-1,27	-1,01	-0,55	-1,10	-1,18
			Dalle ajourée									

Tableau 3.8. *Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 1*

Flèches (mm) du corps d'épreuve (2) dalle orthotrope revêtue de BFUP connexion treillis soudé-soudé											
Type de chargement	Ecartement (mm)		Axe AA'							Axe BB'	Axe CC'
			FL 1	FL 2	FL 3	FL 4	FL 5	FL 6	FL 7	FL 8	FL 9
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	-0,24	-0,40	-0,61	-0,91	-0,60	-0,38	-0,23	-0,88	-0,77
		Après injection	-0,22	-0,37	-0,57	-0,98	-0,57	-0,38	-0,23	-0,92	-0,79
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	-0,33	-0,55	-0,84	-1,29	-0,83	-0,53	-0,31	-1,24	-1,08
		Après injection	-0,30	-0,49	-0,75	-1,30	-0,76	-0,49	-0,27	-1,23	-1,05
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection									
		Après injection	-0,46	-0,75	-1,13	-1,66	-1,14	-0,73	-0,42	-1,61	-1,47
	50	Avant injection									
		Après injection	-0,47	-0,77	-1,12	-1,55	-1,12	-0,74	-0,43	-1,51	-1,44
	100	Avant injection	-0,47	-0,77	-1,10	-1,41	-1,09	-0,72	-0,43	-1,38	-1,33
		Après injection	-0,47	-0,78	-1,13	-1,48	-1,13	-0,76	-0,43	-1,45	-1,42
	170	Avant injection									
		Après injection	-0,51	-0,81	-1,14	-1,40	-1,13	-0,79	-0,47	-1,38	-1,38
	240	Avant injection									
		Après injection	-0,50	-0,79	-1,09	-1,30	-1,10	-0,79	-0,48	-1,28	-1,29
	310	Avant injection									
		Après injection	-0,52	-0,82	-1,09	-1,25	-1,11	-0,83	-0,50	-1,24	-1,26
	380	Avant injection	-0,52	-0,82	-1,06	-1,19	-1,08	-0,85	-0,53	-1,19	-1,15
		Après injection	-0,53	-0,83	-1,07	-1,20	-1,10	-0,86	-0,53	-1,19	-1,22
Roue de camion (45kN)		Avant injection	-0,24	-0,39	-0,59	-0,99	-0,58	-0,37	-0,21	-0,93	-0,75
		Après injection	-0,24	-0,38	-0,59	-0,99	-0,57	-0,37	-0,23	-0,93	-0,75
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	-0,48	-0,78	-1,11	-1,43	-1,10	-0,76	-0,45	-1,41	-1,29
		Après injection	-0,48	-0,77	-1,11	-1,46	-1,12	-0,79	-0,50	-1,43	-1,30
	170	Avant injection									
		Après injection	-0,48	-0,77	-1,08	-1,34	-1,09	-0,78	-0,46	-1,32	-1,22
	240	Avant injection									
		Après injection	-0,50	-0,79	-1,07	-1,27	-1,08	-0,80	-0,49	-1,26	-1,18
	310	Avant injection									
		Après injection	-0,51	-0,80	-1,05	-1,20	-1,06	-0,81	-0,50	-1,20	-1,11
	380	Avant injection	-0,54	-0,84	-1,05	-1,15	-1,05	-0,83	-0,51	-1,15	-1,09
		Après injection	-0,53	-0,82	-1,02	-1,14	-1,04	-0,83	-0,53	-1,14	-1,06

Tableau 3.9. *Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 2*

Flèches (mm) du corps d'épreuve (3) dalle orthotrope revêtue de BB										
Type de chargement	Ecartement (mm)	Axe AA'							Axe BB'	Axe CC'
		FL 1	FL 2	FL 3	FL 4	FL 5	FL 6	FL 7	FL 8	FL 9
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	-0,23	-0,42	-0,54	-1,38	-0,74	-0,40	-0,21	-1,35	-1,20
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	-0,30	-0,55	-0,72	-1,65	-0,96	-0,52	-0,28	-1,63	-1,50
Deux plaques type A (90 kN)	5	-0,42	-0,77	-1,04	-2,18	-1,45	-0,78	-0,41	-2,15	-2,02
	50	-0,42	-0,77	-1,05	-2,02	-1,43	-0,77	-0,41	-2,01	-1,91
	100	-0,42	-0,77	-1,07	-1,86	-1,42	-0,78	-0,41	-1,85	-1,80
	170	-0,42	-0,77	-1,11	-1,63	-1,40	-0,78	-0,41	-1,63	-1,62
	240	-0,44	-0,80	-1,16	-1,44	-1,35	-0,77	-0,42	-1,46	-1,46
	310	-0,45	-0,82	-1,23	-1,35	-1,29	-0,76	-0,41	-1,37	-1,37
	380	-0,48	-0,88	-1,32	-1,24	-1,22	-0,75	-0,41	-1,26	-1,26
Roue de camion (45kN)		-0,22	-0,41	-0,54	-1,41	-0,74	-0,40	-0,21	-1,36	-1,15
Deux roues de camion (90 kN)	100	-0,42	-0,79	-1,13	-1,79	-1,35	-0,74	-0,40	-1,76	-1,68
	170	-0,43	-0,80	-1,18	-1,56	-1,31	-0,74	-0,41	-1,55	-1,53
	240	-0,44	-0,81	-1,22	-1,39	-1,29	-0,76	-0,42	-1,38	-1,40
	310	-0,46	-0,84	-1,27	-1,27	-1,26	-0,77	-0,42	-1,27	-1,29
	380	-0,49	-0,90	-1,33	-1,19	-1,23	-0,81	-0,44	-1,20	-1,22

Tableau 3.10. *Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 3*

Flèches (mm) du corps d'épreuve (4) dalle orthotrope revêtue de BFUP connexion goujons										
Type de chargement	Ecartement (mm)	Axe AA'							Axe BB'	Axe CC'
		FL 1	FL 2	FL 3	FL 4	FL 5	FL 6	FL 7	FL 8	FL 9
Plaque type A (45 kN) 29/09/2010	Néoprène	-0,22	-0,35	-0,57	-0,92	-0,56	-0,34	-0,20	0,82	0,69
Plaque type C (60 kN) 29/09/2010	Néoprène	-0,28	-0,46	-0,74	-1,18	-0,72	-0,44	-0,27	1,04	0,90
Deux plaques type A (90 kN)	5	-0,44	-0,73	-1,13	-1,62	-1,10	-0,71	-0,41	1,49	1,34
	50	-0,44	-0,73	-1,11	-1,51	-1,07	-0,70	-0,41	1,42	1,29
	100	-0,45	-0,74	-1,12	-1,47	-1,09	-0,73	-0,43	1,41	1,30
	170	-0,46	-0,75	-1,09	-1,37	-1,07	-0,73	-0,43	1,33	1,24
	240	-0,46	-0,74	-1,05	-1,27	-1,03	-0,72	-0,43	1,24	1,18
	310	-0,48	-0,77	-1,06	-1,24	-1,05	-0,76	-0,46	1,23	1,16
	380	-0,49	-0,78	-1,03	-1,15	-1,00	-0,75	-0,46	1,13	1,09
Roue de camion (45kN) 23/09/2010		-0,22	-0,36	-0,56	-0,89	-0,55	-0,34	-0,21	0,78	0,67
Deux roues de camion (90 kN)	100	-0,47	-0,76	-1,11	-1,43	-1,05	-0,70	-0,43	1,36	1,26
	170	-0,48	-0,77	-1,10	-1,34	-1,03	-0,71	-0,44	1,29	1,22
	240	-0,51	-0,81	-1,10	-1,26	-1,02	-0,73	-0,44	1,22	1,17
	310	-0,52	-0,82	-1,07	-1,19	-0,99	-0,74	-0,45	1,16	1,11
	380	-0,54	-0,84	-1,05	-1,12	-0,97	-0,76	-0,47	1,10	1,07

Tableau 3.11. *Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 4*

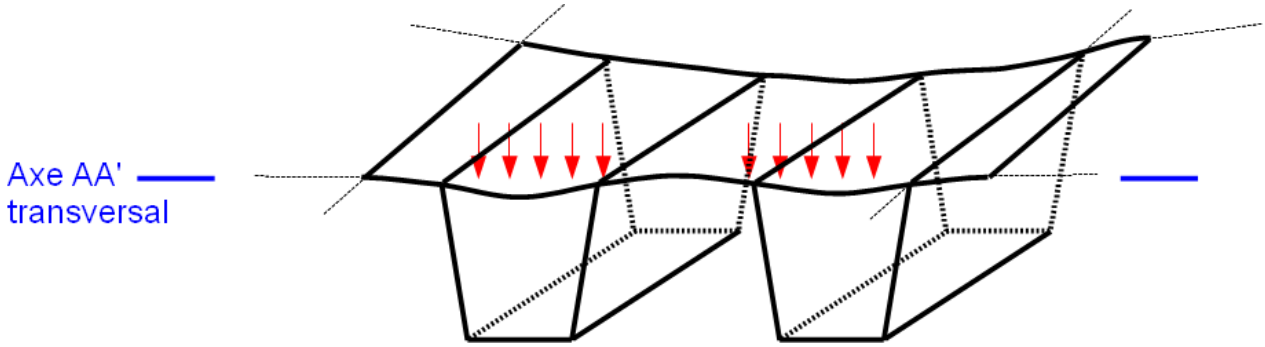


Figure 3.73. *Déformée locale des corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement double (charge sur les augets)*

Globalement la plaque de type A représente bien la vraie roue de camion pour les mesures de flèches sur tous les corps d'épreuve : mieux pour les mesures sur l'axe AA' que sur celles de l'axe BB' et CC'. L'écart vaut moins de 40 µm, soit 3 %.

Si on compare les résultats de flèches des essais réalisés avec plaques avec ceux des essais réalisés avec roues pour un même corps d'épreuve, dans la plupart des cas la différence est de 0 à maximum 82 µm. Les exceptions sont les chargements deux plaques A écartées de 100 mm et de 170 mm appliquées sur le corps d'épreuve 1 : l'écart s'est avéré plus grand, 218 µm et 170 µm respectivement (Tableau 3.8).

Sur les graphiques de la Figure 3.74 et de la Figure 3.75, on vérifie la cohérence des flèches mesurées. Pour un même niveau d'effort, la plaque A représente une plus grande densité de force que la plaque C étant donné sa plus petite surface de chargement, d'où un moment résultant plus élevé. En effet, la flèche est obtenue par l'intégrale du moment divisée par le produit du module d'Young et du moment d'inertie, en conséquence la plaque de type A produit une flèche plus importante que la plaque de type C.

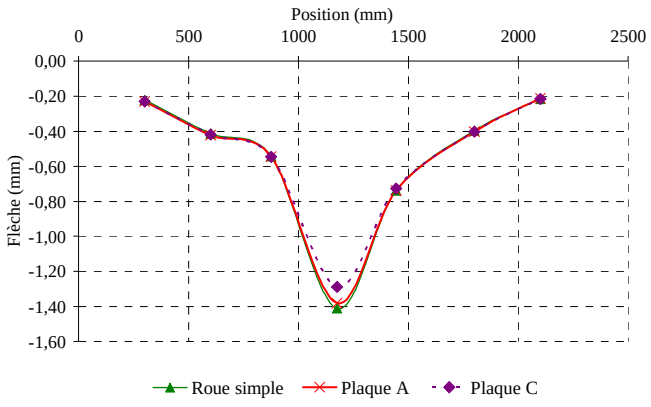


Figure 3.74. *Relation « flèche – position » pour différents cas de chargement simple pour la dalle orthotrope revêtue de BB (Force appliquée égale à 45 kN)*

Ce comportement n'est pas vérifiable pour les flèches mesurées lors des essais des corps d'épreuve revêtus de BFUP (corps d'épreuve 2 et 4), car ce matériau est déjà endommagé, plus dans le corps d'épreuve 2 que dans le corps d'épreuve 4, comme montre les graphiques de la Figure 3.75.

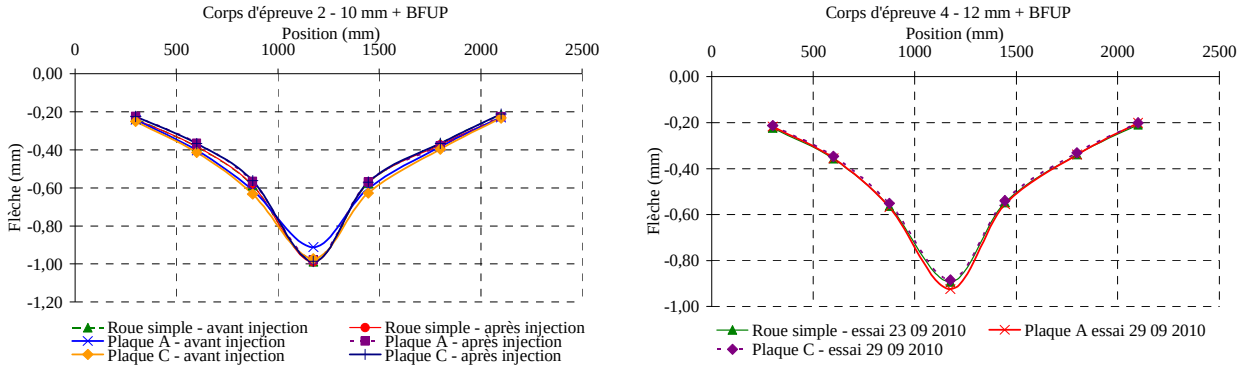


Figure 3.75. *Relation « flèche – position » pour des différents cas de chargement simple pour les dalles orthotrope revêtues de BFUP (Force appliquée égale à 45 kN)*

Les graphiques de la Figure 3.76 à la Figure 3.85 représentent la relation « flèche – position transversale » pour tous les cas de chargement des quatre corps d'épreuve testés. L'objectif est de pouvoir établir la comparaison entre les solutions de tablier à dalle orthotrope, mais aussi de comparer les différents types de charge. Les graphiques présentés ci-après confirment que seul le corps d'épreuve non revêtu est aussi sensible à la différenciation de rigidité locale dans l'application des charges.
Sur l'ensemble des graphiques on remarque que la symétrie est à peu près respectée en termes de flèches selon l'axe AA', sauf pour le corps d'épreuve n° 1 après évidemment et corps d'épreuve n° 3.

Sous l'effet d'une charge plaque type A, les flèches mesurées le long de l'axe AA' sur les différents corps d'épreuve sont données sur la Figure 3.76.
Pour les corps d'épreuve 2 et 4, comme le comportement évolue au cours de la campagne expérimentale, nous indiquons les valeurs maximales et minimales obtenues pendant les essais.
Ainsi pour le corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP, les flèches minimales sont obtenues au début de la campagne expérimentale, soit le 28/07/2009 et les flèches maximales sont obtenues après les essais de fatigue. Pour les corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP, les flèches minimales sont également obtenues au début de la campagne expérimentale, mais les flèches maximales sont obtenues avant les essais de fatigue.

Le graphique de la Figure 3.76 montre que le corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP évolue davantage au cours des essais que le corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP.
L'augmentation de flèche sous chargement plaque A avec 45 kN est en effet de 25 % pour la tôle 10 mm revêtue de BFUP contre 11 % pour la tôle 12 mm revêtue de BFUP.

Toutefois à travers l'analyse du graphique il est évident que la couche de BFUP apporte une rigidité réelle à la structure par rapport à la tôle nue qui a une épaisseur du platelage métallique supérieure à celle des corps d'épreuve 2 et 4 (14 mm pour la tôle nue contre les 10 mm et 12 mm pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement).

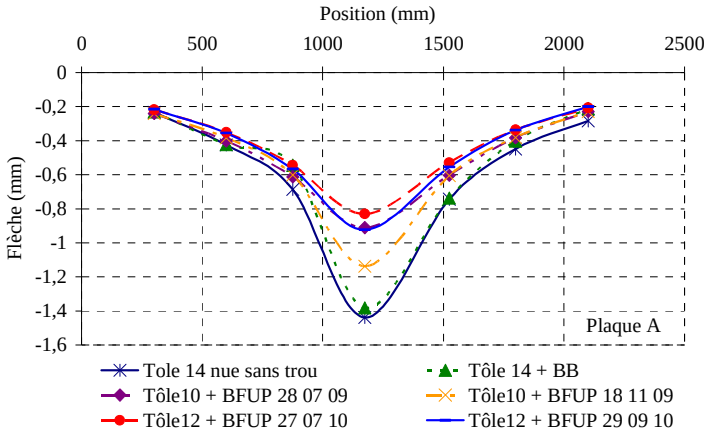


Figure 3.76. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge plaque type A pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN)*

L'apport en rigidité des solutions BFUP peut être quantifié par rapport aux flèches au centre pour le cas de charge plaque type A :

- corps d'épreuve 2, essai du 28/07/2009, l'apport est de 37 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 2, essai du 18/11/2009, l'apport est de 21 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 4, essai du 27/07/2010, l'apport est de 42 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 4, essai du 29/09/2010, l'apport est de 36 % par rapport au corps d'épreuve 1.

La structure avec une tôle métallique de 12 mm et connexion par goujons reste plus rigide que celle avec une tôle de 10 mm avec une connexion par treillis soudé.

La Figure 3.77 représente les flèches mesurées le long de l'axe AA' sur les différents corps d'épreuve pour la charge plaque type C.

Nous remarquons que l'évolution des résultats entre les mêmes essais réalisés sur les mêmes corps d'épreuve revêtus de BFUP est très petite par rapport à celle qu'on a pu constater avec le cas de charge plaque A (Figure 3.76) : quasi nulle, entre l'essai du 31/07/2009 et l'essai du 02/09/2009 pour le corps d'épreuve 2, et de 4 %, entre l'essai du 03/09/2010 et l'essai du 29/09/2010 pour le corps d'épreuve 4.

L'espace de temps entre le premier essai et le deuxième essai sur chaque corps d'épreuve a été plus court pour le cas de la plaque C par rapport aux essais avec la plaque A. Moins d'essais ont été réalisés ce qui implique moins d'endommagement. De ce fait nous voyons moins d'évolution dans les flèches à partir de ces courbes.

Pour le chargement plaque type C, 1'apport du corps d'épreuve 2 par rapport au corps d'épreuve 1 est de 29 % en tenant compte la flèche mesurée au centre, et de 35 %, si on compare les corps d'épreuve 4 et 1.

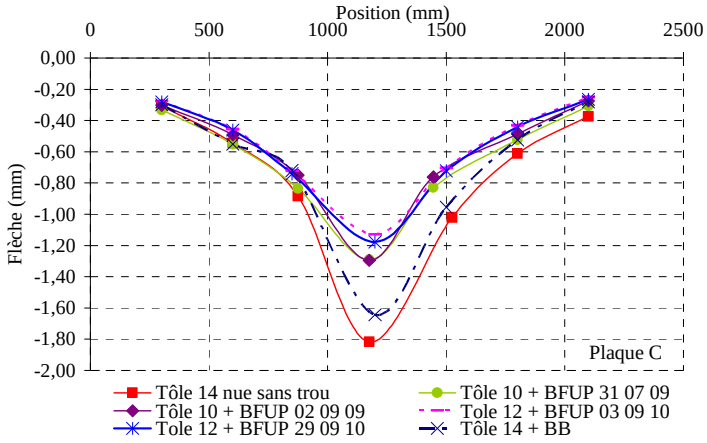


Figure 3.77. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge plaque type C pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 60 kN)*

Sous le chargement par roue de camion (Figure 3.78), nous n'avons pas fait plusieurs tests avec les corps d'épreuve revêtus de BFUP. De ce fait aucune évolution des flèches n'a été mesurée. De même pour les autres cas de chargement (Figure 3.79 à Figure 3.85).

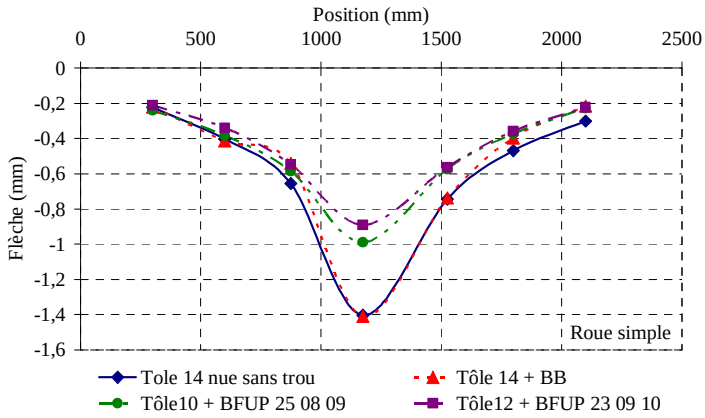


Figure 3.78. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge roue simple pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN)*

Comme pour les résultats avec la plaque type A et la plaque type C, les solutions avec le revêtement BFUP sont plus rigides que la tôle nue pour tous les autres cas de chargement. Par rapport à la flèche au centre les gains par rapport au corps d'épreuve 1 sont de :

- 29 % et 35 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : roue simple (Figure 3.78) ;

- 27 % et 28 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 5 mm (Figure 3.79) ;
- 24 % et 26 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 50 mm (Figure 3.80) ;
- 24 % pour les deux corps d'épreuve : écartement de 100 mm (Figure 3.81) ;
- 19 % et 21% pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 170 mm (Figure 3.82) ;
- 14 % et 16% pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 240 mm (Figure 3.83) ;
- 9 % pour les deux corps d'épreuve : écartement de 310 mm (Figure 3.84) ;
- 6 % et 10 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 380 mm, (Figure 3.85).

Pour ces deux dernières configurations, il convient néanmoins de prendre garde que pour les corps d'épreuve 1 et 3, la flèche maximale n'est pas atteinte au centre ; une valeur par défaut du gain de rigidité peut être obtenue en rapportant la flèche maxi mesurée au centre pour les corps d'épreuve 2 et 4, à la flèche mesurée sous l'auget sud pour le corps d'épreuve n° 1. Le gain est alors de 12 % et 16 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement sous chargement deux plaques A écartées de 380 mm.

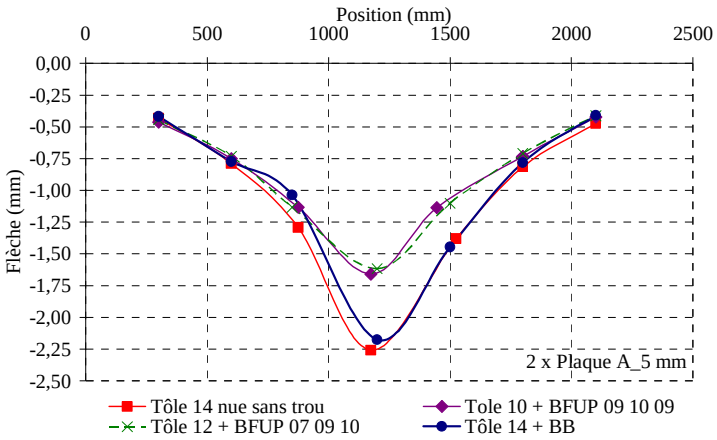


Figure 3.79. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 5 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

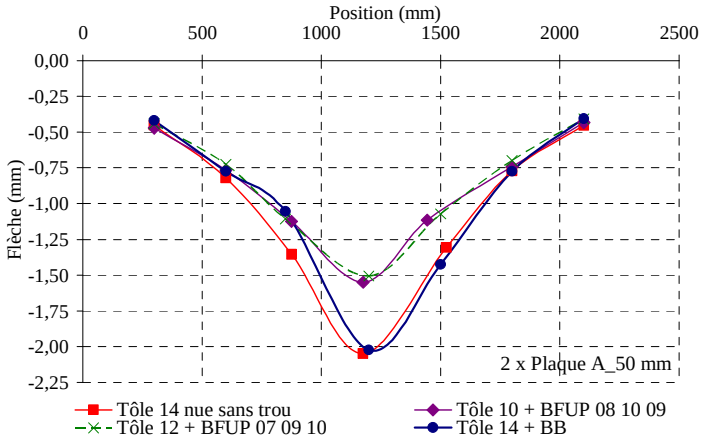


Figure 3.80. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 50 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

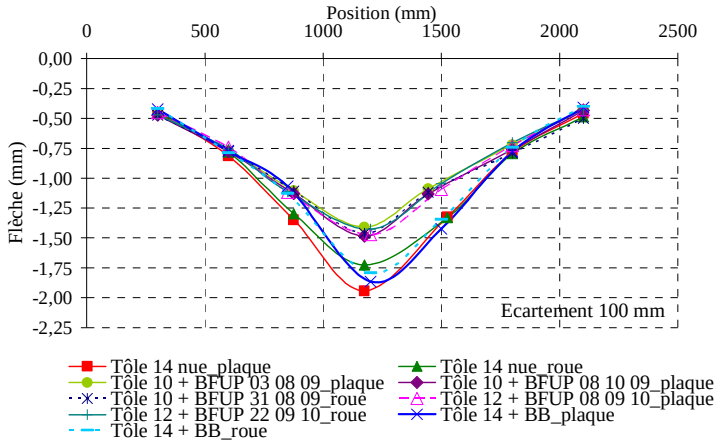


Figure 3.81. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 100 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

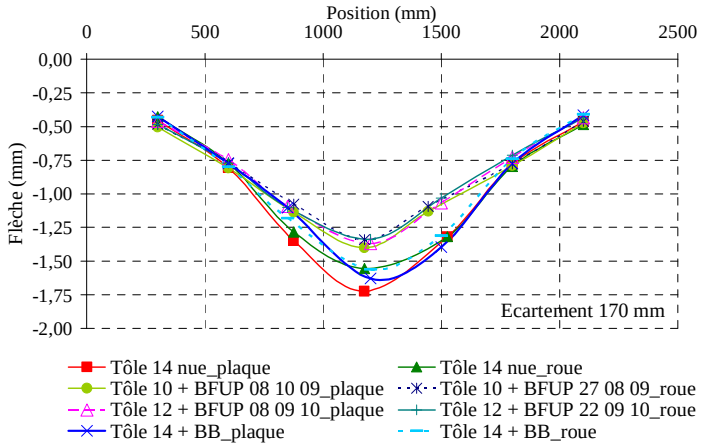


Figure 3.82. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 170 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

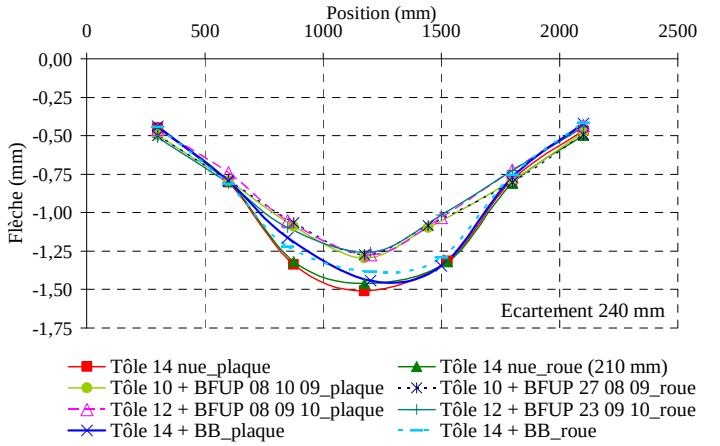


Figure 3.83. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 240 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

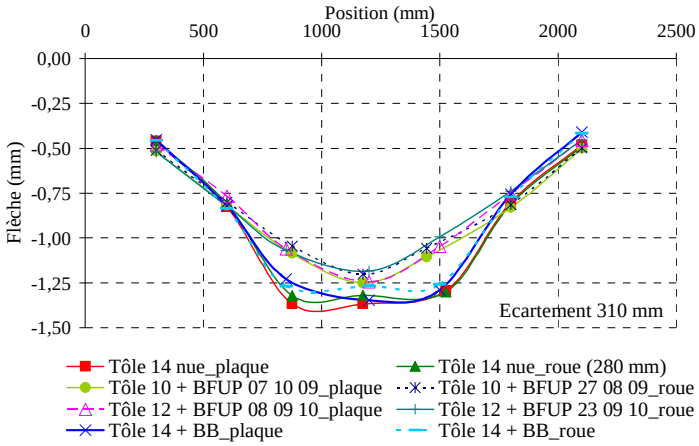


Figure 3.84. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 310 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

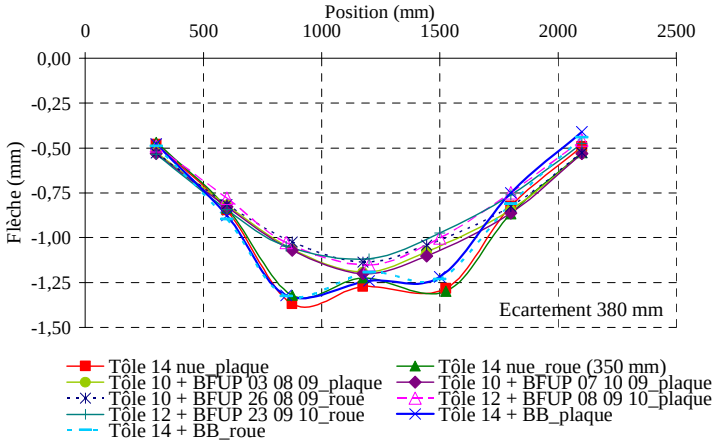


Figure 3.85. *Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de380 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

Nous constatons toujours un gain moyen de l'ordre de 34 % pour les charges simples. Ce gain évolue avec l'écartement des charges.

Une autre tendance dans les courbes « flèches – position » des corps d'épreuve revêtue de BFUP peut être identifiée visuellement lorsqu'on écarte progressivement les charges de 240 mm (Figure 3.83), en passant par 310 mm (Figure 3.84), jusqu'à 380 mm (Figure 3.85).

Nous constatons un apport encore très important du matériau BFUP. La rigidification transversale apportée participe à la diffusion des efforts dans le cas d'une double charge. Au lieu d'avoir des flexions très locales sous les charges, on mobilise une surface globale plus importante avec non seulement une flèche réduite sous la résultante, mais aussi par rapport à chacune des flèches maximales locales. Le revêtement BFUP limite la déformation directe des augets lorsque les charges sont appliquées directement sur ceux-ci.

Nous pouvons également à partir des graphiques ci-dessus identifier l'apport du revêtement béton bitumineux en termes de déformée globale des structures.

Calculer la rigidité supplémentaire apportée par la couche de BB au niveau des flèches par rapport à la dalle non revêtue à partir des graphiques ci-dessus n'est pas tout à fait légitime. On compare en effet une structure saine à une structure avec l'auget nord ajouré. Pour rendre possible le calcul on trace le graphique « flèche – position » pour les corps d'épreuve 1 et 3 ajourés et pour le cas de charge plaque type A et roue simple (Figure 3.86). On constate que le revêtement apporte un supplément de rigidité de 8 % pour la charge plaque A, si on prend comme référence la flèche au centre.

Pour la charge type C, l'apport est plutôt de l'ordre de 10 % comme le montre le graphique 1 de la Figure 3.77, et il serait encore plus grand si on comparait les deux structures ajourées.

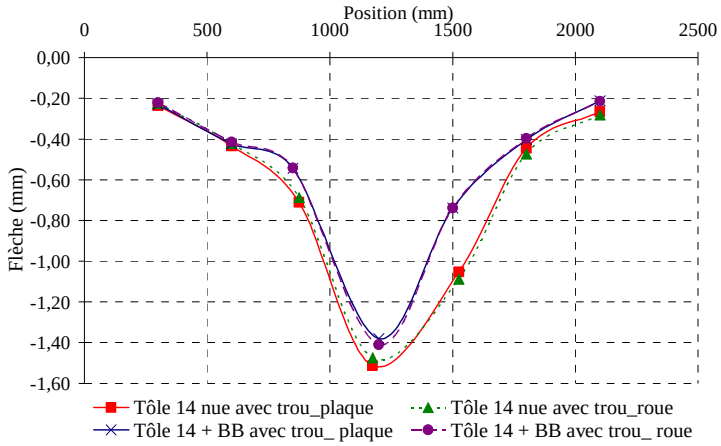


Figure 3.86. *Comparaison de la déformée des structures ajourées pour le chargement plaque type A et roue de camion (Force appliquée, 45 kN)*

Dans la série des graphiques ci-dessus (de la Figure 3.76 à la Figure 3.85), la flèche maximum au centre de la structure pour toutes les dalles orthotropes testées correspond in fine au chargement appliqué par deux plaques de type A écartées de 5 mm (soit une force totale appliquée de 90 kN) (Figure 3.79).

Si on compare les flèches, par exemple du corps d'épreuve 1, pour tous les chargements plaque pour un même niveau de charge (90 kN), on obtient que la plaque type A est la plus pénalisante pour les structures testées (Figure 3.87). Donc si on raisonne en souplesse c'est la plaque A seule la pire. De même si on vérifie la déformation transversale sur l'axe AA' (Figure 3.88). Au niveau du pied du cordon de soudure au-dessous de la tôle de platelage cette configuration de charge engendre les plus fortes déformations (voir section 3.2.3). De ce fait elle a été choisie pour les essais de fatigue sur les corps d'épreuve 2, 3 et 4 (voir section 3.3).

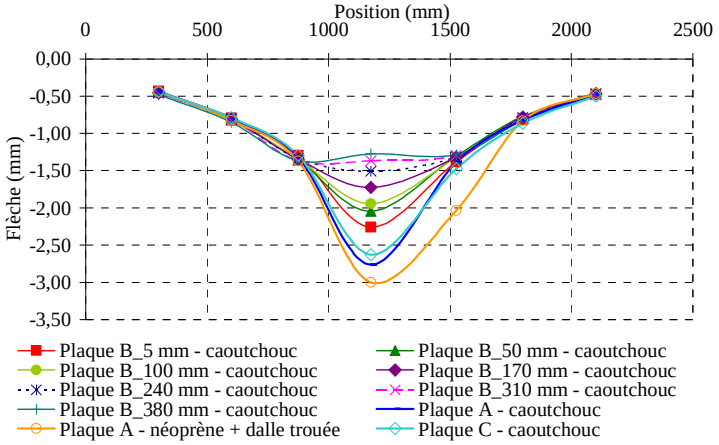


Figure 3.87. *Courbes flèche transversale en fonction de la position sur l'axe AA' pour tous les cas de chargement avec des plaques du corps d'épreuve sans revêtement (Force appliquée, 90 kN)*

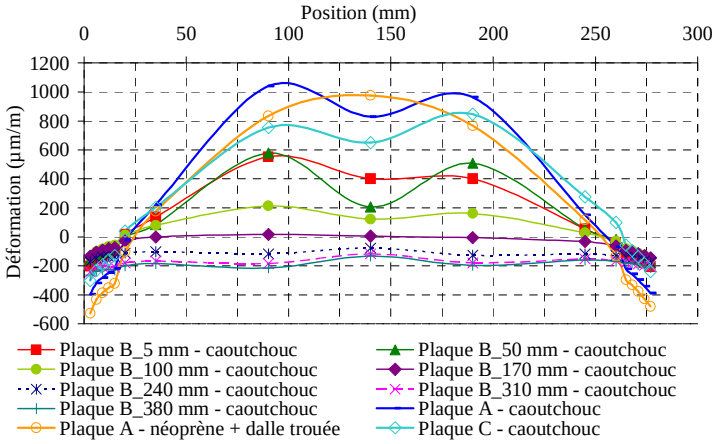


Figure 3.88. *Courbes déformation transversale en fonction de la position sur l'axe AA' pour tous les cas de chargement avec des plaques du corps d'épreuve sans revêtement (Force appliquée, 90 kN)*

3.2.2. Déformations dues à la flexion d'ensemble

Les déformations dues à la flexion d'ensemble sont mesurées par les jauges de déformation bidirectionnelles positionnées au centre de la dalle en dessous de la tôle de platelage et au milieu des augets centraux sur l'axe AA' et CC', et par des jauges unidirectionnelles collées à 50 mm de chaque côté du centre de la structure, également au-dessous de la tôle de platelage.

3.2.2.1. Déformations en sous-face des augets

Le Tableau 3.12, le Tableau 3.13, le Tableau 3.14 et le Tableau 3.15 présentent les mesures de déformation au-dessous des augets centraux dans le sens transversal et longitudinal pour tous les cas de chargement testés et pour les quatre corps d'épreuve respectivement. Toutes les jauges ont une précision intrinsèque de l'ordre d'un micromètre par mètre.

La réalisation du trou sur le corps d'épreuve 1 a supprimé les jauges 65 et 66 qui étaient positionnées au-dessous de l'auget sur l'axe AA'. La procédure de sciage de ce trou a aussi endommagé les jauges 61 et 62 qui sont sur l'axe CC'. Par conséquent, sur tous les essais réalisés sur la structure ajourée, les valeurs de ces capteurs seront nulles.

On observe que les déformations mesurées sur l'axe AA' sont toujours égales ou plus grandes que celles mesurées sur l'axe CC'. Globalement la symétrie de ces déformations est à peu près respectée. Comme l'effort appliqué n'est pas symétrique (voir section 3.1.1), ni les réactions d'appui, il est tout à fait normal de trouver des différences entre les mesures du côté nord et les mesures du côté sud :

- de 0 à 29 % pour les déformations dans le sens transversal et de 0 à 19 % pour les déformations dans le sens longitudinal des axes AA' et CC' du corps d'épreuve 1 (Tableau 3.12) ;
- de 0 à 28 % pour les déformations dans le sens transversal et de 0 à 5 % pour les déformations dans le sens longitudinal de l'axe AA' du corps d'épreuve 2 (Tableau 3.13) ;
- de l'ordre de 60 % pour les déformations dans le sens transversal et longitudinal de l'axe CC' du corps d'épreuve 3. Le côté sud est plus sollicité que le côté nord à cause de la présence de l'évidement dans l'auget nord de la structure (Tableau 3.14) ;
- de 0 à 16 % pour les déformations dans le sens transversal et de 0 à 9 % pour les déformations dans le sens longitudinal de l'axe AA' du corps d'épreuve 4 (Tableau 3.15).

La différence entre les mesures de déformation transversale au-dessous de l'auget entre le corps d'épreuve sans revêtement et ceux revêtus de BFUP est inférieure à 9 μm/m pour l'axe AA' et inférieure à 29 μm/m pour l'axe CC', lorsqu'on compare les charges simples (plaque type A, type C et roue de camion). Cet écart évolue progressivement avec l'augmentation de l'espacement entre les charges jusqu'à 64 μm/m maximum pour l'axe AA' et 107 μm/m pour l'axe CC'. Dans le sens longitudinal la réduction maximale sur l'axe AA' est de 32 μm/m pour les charges simples et de 64 μm/m pour les charges doubles. Sur l'axe CC' cette réduction peut atteindre 242 μm/m.
En résumé, sur l'axe AA' l'apport du BFUP des corps d'épreuve 2 et 4 par rapport au corps d'épreuve 1 sur les mesures en sous-face des augets est :

- inférieure à 20 % pour les déformations transversales produites par les charges simples ;
- inférieure à 51 % pour les déformations transversales produites par les charges doubles ;
- inférieure à 19 % pour les déformations longitudinales produites par les charges simples ;
- inférieure à 25 % pour les déformations longitudinales produites par les charges doubles.

Une fois de plus on constate l'effet bénéfique du BFUP pour limiter la déformation des augets lorsque ceux-ci sont directement chargés : l'apport du BFUP est plus conséquent sur les mesures au-dessous des augets pour les chargements doubles que pour les simples, tant dans le sens transversal que longitudinal.

Dans cette thèse on s'intéresse uniquement au détail de fatigue auget-tôle de platelage entre pièces de ponts, cet apport pourra être exploité dans l'avenir pour l'étude du détail de fatigue auget-pièce de pont : détail 3 et 4 de la Figure 1.34.

Déformations (µm/m) du corps d'épreuve (1) dalle orthotrope non revêtue											
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		**Axe AA'**				**Axe CC'**			
				Longitudinale		**Transversale**		**Longitudinale**		**Transversale**	
				BD 31	**BD 65**	**BD 32**	**BD 66**	**BD 63**	**BD 61**	**BD 64**	**BD 62**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	125	117	-26	-25	126	121	-27	-27
			Dalle ajourée								
	Néoprène		Dalle non ajourée								
			Dalle ajourée	129		-27		125		-27	
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	165	172	-36	-46	165	180	-37	-48
			Dalle ajourée								
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	250	235	-72	-77	249	243	-73	-76
			Dalle ajourée								
		50	Dalle non ajourée	268	216	-91	-71	271	228	-89	-74
			Dalle ajourée								
		100	Dalle non ajourée	264	219	-95	-87	266	231	-92	-82
			Dalle ajourée								
		170	Dalle non ajourée	261	220	-105	-91	265	232	-99	-88
			Dalle ajourée								
		240	Dalle non ajourée	257	220	-113	-106	261	232	-107	-98
			Dalle ajourée								
		310	Dalle non ajourée	258	214	-121	-111	262	227	-114	-101
			Dalle ajourée								
		380	Dalle non ajourée	259	212	-126	-111	262	225	-118	-105
			Dalle ajourée								
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	123	126	-26	-27	117	123		-32
			Dalle ajourée	126		-22		119		-25	
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	251	227	-98	-93	254	239	-91	-91
			Dalle ajourée	256		-98		245		-87	
		170	Dalle non ajourée	245	228	-103	-102	248	239	-98	-97
			Dalle ajourée								
		210	Dalle non ajourée	252	228	-113	-111	255	239	-105	-100
			Dalle ajourée	253		-114		247		-100	
		280	Dalle non ajourée	252	224	-118	-114	255	236	-110	-103
			Dalle ajourée								
		350	Dalle non ajourée	248	223	-116	-115	251	234	-108	-103
			Dalle ajourée								
		420	Dalle non ajourée	246	215	-112	-109	248	226	-106	-100
			Dalle ajourée								
		500	Dalle non ajourée	238	210	-105	-104	238	220	-100	-97
			Dalle ajourée								

Tableau 3.12. *Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 1*

Pour quantifier l'apport du revêtement BB par rapport à la tôle nue au niveau des déformations en partie inférieure de l'auget nous considérons uniquement les mesures réalisées sur le côté sud du corps d'épreuve 3 où l'auget n'a pas été ajouré (voir Figure A.30 dans l'Annexe 7).

La différence de déformation transversale de la partie inférieure des augets entre les corps d'épreuve 1 et 3 sur l'axe AA' est inférieure à 15 µm/m. Cette valeur représente un apport de 14 %.

Dans le sens longitudinal et sur l'axe AA', les mesures de déformation sur le corps d'épreuve revêtu de BB sont généralement plus élevées que celles obtenues avec la dalle sans revêtement : de 1 à 14 % supérieures. Les seules exceptions sont les résultats des essais sous chargement simple plaque type C et roue de camion :

dans ces cas les mesures sur le corps d'épreuve 3 sont plus petites que celles du corps d'épreuve 1 d'environ 8 %.

Déformations (µm/m) du corps d'épreuve (2) dalle orthotrope revêtue de BFUP connexion treillis soudé-soudé								
Type de chargement	Ecartement (mm)		**Axe AA'**				**Axe CC'**	
			Longitudinal		**Transversale**		**Long.**	**Trans.**
			BD 51	**BD 53**	**BD 50**	**BD 52**	**BD 85**	**BD 84**
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	115	116	-26	-31	53	-18
		Après injection	109	113	-23	-29	50	-14
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	159	161	-40	-41	73	-20
		Après injection	146	148	-30	-37	66	-19
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection						
		Après injection	220	223	-53	-63	103	-31
	50	Avant injection						
		Après injection	222	219	-57	-62	102	-31
	100	Avant injection	215	213	-58	-63	100	-31
		Après injection	221	223	-59	-67	102	-33
	170	Avant injection						
		Après injection	223	221	-64	-68	102	-34
	240	Avant injection						
		Après injection	213	216	-64	-67	96	-35
	310	Avant injection						
		Après injection	212	215	-65	-71	97	-35
	380	Avant injection	200	211	-62	-68	92	-35
		Après injection	209	217	-67	-73	94	-36
Roue de camion (45kN)		Avant injection	114	111	-24	-28	50	-16
		Après injection	112	111	-26	-28	52	-15
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	219	216	-61	-64	100	-32
		Après injection	211	220	-57	-68	99	-31
	170	Avant injection						
		Après injection	207	215	-60	-68	6	11
	240	Avant injection						
		Après injection	204	211	-63	-71	3	7
	310	Avant injection						
		Après injection	203	208	-62	-65	-5	-1
	380	Avant injection	200	202	-61	-68	93	-32
		Après injection	196	201	-61	-66	89	-33

Tableau 3.13. *Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 2*

Déformations (µm/m) du corps d'épreuve (3) dalle orthotrope revêtue de BB							
Type de chargement	Ecartement (mm)	Axe AA'		Axe CC'			
		Long.	Trans.	Longitudinale		Transversale	
		BD 33	BD 34	BD 37	BD 35	BD 38	BD 36
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	119	-24	47	112	7	-24
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	159	-37	64	151	6	-36
Deux plaques type A (90 kN)	5	254	-76	91	241	-2	-72
	50	252	-80	92	239	-8	-75
	100	255	-88	93	242	-13	-81
	170	252	-100	93	240	-24	-90
	240	245	-105	95	234	-32	-94
	310	235	-103	99	224	-38	-92
	380	220	-96	103	209	-42	-86
Roue de camion (45kN)		114	-23	45	107	-6	-23
Deux roues de camion (90 kN)	100	248	-89	100	235	-21	-84
	170	244	-98	103	233	-33	-89
	240	246	-104	102	232	-38	-93
	310	239	-103	101	227	-40	-94
	380	235	-102				

Tableau 3.14. *Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 3*

Déformations (µm/m) du corps d'épreuve (4) dalle orthotrope revêtue de BFUP connexion goujons					
Type de chargement	Ecartement (mm)	Axe AA'			
		Longitudinale		Transversale	
		BD 32	BD 30	BD 31	BD 29
Plaque type A (45 kN) 29/09/2010	Néoprène	105	105	-25	-29
Plaque type C (60 kN) 29/09/2010	Néoprène	139	140	-34	-39
Deux plaques type A (90 kN)	5	216	211	-58	-65
	50	211	204	-59	-65
	100	212	209	-61	-68
	170	207	204	-62	-69
	240	199	197	-61	-68
	310	200	200	-63	-71
	380	195	191	-62	-68
Roue de camion (45kN) 23/09/2010		105	104	-26	-30
Deux roues de camion (90 kN)	100	214	201	-63	-65
	170	212	195	-65	-66
	240	212	193	-67	-67
	310	203	187	-65	-66
	380	198	181	-64	-64

Tableau 3.15. *Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 4*

3.2.2.2. Déformations au-dessous de la tôle de platelage au centre du corps d'épreuve

Le Tableau 3.16 et le Tableau 3.17 présentent les mesures de déformation transversale (au centre et à 50 mm du centre) et longitudinale (au centre) au-dessous de la tôle de platelage pour tous les cas de chargements testés et pour les quatre corps d'épreuve. Toutes les jauges ont une précision de l'ordre d'un micromètre par mètre.

Déformations (µm/m) sur l'axe AA'										
Type de chargement	Ecartement (mm)		**Corps d'épreuve 1**				**Corps d'épreuve 3**			
			Transversale			**Long.**	**Transversale**			**Long.**
			CM 8	**BD 18**	**CM 9**	**BD 19**	**J 15**	**BD 16**	**J 18**	**BD 17**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc	Dalle non ajourée	533	443	510	65				
		Dalle ajourée								
	Néoprène	Dalle non ajourée								
		Dalle ajourée	410	445	377	102	329	391	303	63
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc	Dalle non ajourée	537	471	607	79				
	Néoprène	Dalle ajourée					322	352	288	16
Deux plaques type A (90 kN)	5	Dalle non ajourée	554	400	402	34				
		Dalle ajourée					288	343	300	14
	50	Dalle non ajourée	310	206	252	-8				
		Dalle ajourée					192	228	219	-11
	100	Dalle non ajourée	215	123	161	-25				
		Dalle ajourée					97	115	122	-34
	170	Dalle non ajourée	18	6	-4	-58				
		Dalle ajourée					-16	-10	-11	-65
	240	Dalle non ajourée	-117	-76	-128	-82				
		Dalle ajourée					-77	-72	-87	-83
	310	Dalle non ajourée	-185	-117	-180	-90				
		Dalle ajourée					-102	-96	-108	-86
	380	Dalle non ajourée	-213	-132	-196	-89				
		Dalle ajourée					-115	-108	-119	-86
Roue de camion (45kN)		Dalle non ajourée	335	434	357	159				
		Dalle ajourée	314	437	339	159	345	400	324	142
Deux roues de camion (90 kN)	100	Dalle non ajourée	174	87	174	-3				
		Dalle ajourée	72	71	85	-12	125	103	95	1
	170	Dalle non ajourée	13	-24	-33	-55				
		Dalle ajourée					-11	-26	-37	-58
	210 ~ 240	Dalle non ajourée	-62	-74	-113	-83				
		Dalle ajourée	-77	-74	-68	-84	-87	-84	-100	-88
	280 ~ 310	Dalle non ajourée	-145	-113	-175	-99				
		Dalle ajourée					-118	-106	-121	-96
	350 ~ 380	Dalle non ajourée	-169	-120	-185	-95				
		Dalle ajourée					-115	-107	-121	-90
	420	Dalle non ajourée	-167	-115	-176	-87				
		Dalle ajourée								
	500	Dalle non ajourée	-140	-96	-144	-75				
		Dalle ajourée								

Tableau 3.16. *Déformations transversales (au centre et à 50 mm du centre) et longitudinales (au centre) sur l'axe AA' des corps d'épreuve 1 et 3*

Déformations (µm/m) sur l'axe AA'										
Type de chargement	Ecartement (mm)		Corps d'épreuve 2				Corps d'épreuve 4			
			Transversale			Long.	Transversale			Long.
			J 35	BD 36	J 38	BD 37	CM 3	BD 18	CM 1	BD 19
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	101	132	150	34				
		Après injection	201	169	214	26	154	221	111	55
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	212	199	223	15				
		Après injection	228	231	274	54	190	259	135	64
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection								
		Après injection		201	236	-8	168	223	129	26
	50	Avant injection								
		Après injection		145	177	1	122	158	105	8
	100	Avant injection	85	83	109	-14				
		Après injection		96	130	-9	88	114	80	-4
	170	Avant injection								
		Après injection		57	72	-20	41	53	48	-15
	240	Avant injection								
		Après injection		40	44	-26	9	18	23	-18
	310	Avant injection								
		Après injection		38	32	-31	-8	1	10	-22
	380	Avant injection	57	26	37	-28				
		Après injection		37	35	-33	-8	-2	5	-24
Roue de camion (45kN)		Avant injection	184	161	216	29				
		Après injection	190	163	221	31	146	186	106	64
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	88	89	138	-13				
		Après injection	126	105	159	-2	85	91	75	8
	170	Avant injection								
		Après injection	90	61	92	-8	36	35	38	-8
	240	Avant injection								
		Après injection	69	43	59	-16	11	12	20	-15
	310	Avant injection								
		Après injection	58	34	44	-24	2	3	11	-18
	380	Avant injection	56	27	31	-26				
		Après injection	69	31	37	-24	-1	-1	6	-20

Tableau 3.17. *Déformations transversales (au centre et à 50 mm du centre) et longitudinales (au centre) sur l'axe AA' des corps d'épreuve 2 et 4*

Les graphiques « déformation – position » de la Figure 3.89 à la Figure 3.98 illustrent la déformée centrale (axe AA') des quatre corps d'épreuve pour l'ensemble des tests réalisés.

On considère que la distance entre les pieds du cordon de soudure au centre des corps d'épreuve testés vaut 280 mm. Pour le tracé des graphiques, la positon zéro correspond au pied du cordon de soudure nord et la position 280 mm, au pied du cordon de soudure sud. Le centre de la structure est donc à 140 mm.

On note que pour le corps d'épreuve n°1 et pour certains cas de charge, nous n'avons que les résultats avec l'interface en caoutchouc qui ne favorise pas la répartition uniforme de la charge (voir section 3.1.2.2). De ce fait nous retrouvons sur certains graphiques ci-après (principalement sur ceux de la Figure 3.89, Figure 3.90, Figure 3.92, Figure 3.93) des courbes en forme de « pis de vache ».

Sous l'effet d'une charge plaque type A, les déformations transversales mesurées le long de l'axe AA' sur les différents corps d'épreuve sont données sur la Figure 3.89. Pour les corps d'épreuve 2 et 4, comme le comportement évolue au cours de la campagne expérimentale, nous indiquons les valeurs maximales et minimales obtenues au cours de la série d'essais. Ainsi pour le corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP, les plus petites déformations sont obtenues au début de la campagne expérimentale, soit le 28/07/2009, et les plus grandes déformations, après les essais de fatigue (essai du 18/11/2009). Pour les corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP, les déformations minimales sont également obtenues au début de la campagne expérimentale (essai du 27/07/2010), mais les déformations maximales sont obtenues avant les essais de fatigue (essai du 29/09/2010).
Le corps d'épreuve n° 2 évolue davantage au cours des essais que le corps d'épreuve n° 4. L'augmentation de la déformation au centre de la structure sous chargement plaque A avec 45 kN est en effet de 49 % pour la tôle 10 mm revêtue de BFUP contre 29 % pour la tôle 12 mm revêtue de BFUP.

Toutefois à travers l'analyse du graphique il est évident que la couche de BFUP apporte une rigidité réelle à la structure par rapport à la tôle nue, même si l'épaisseur du platelage métallique de cette dernière est supérieure à celle des corps d'épreuve 2 et 4 (14 mm pour la tôle nue contre les 10 mm et 12 mm pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement).
Quantifions l'apport en rigidité par rapport aux déformations au centre des solutions BFUP pour le cas de charge plaque type A :

- corps d'épreuve 2, essai du 28/07/2009, l'apport est de 70 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 2, essai du 18/11/2009, l'apport est de 41 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 4, essai du 27/07/2010, l'apport est de 65% par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 4, essai du 29/09/2010, l'apport est de 50 % par rapport au corps d'épreuve 1.

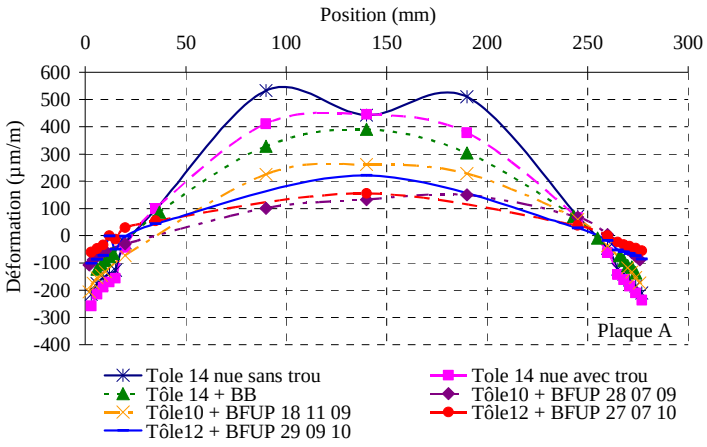


Figure 3.89. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge plaque type A pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN)*

La Figure 3.90 représente les déformations mesurées le long de l'axe AA' sur les différents corps d'épreuve pour la charge plaque type C. L'évolution des résultats entre les mêmes essais réalisés sur les mêmes corps d'épreuve revêtus de BFUP est plus faible que celle qu'on a pu constater avec le cas de charge plaque A (Figure 3.89) : 14 %, entre l'essai du 31/07/2009 et l'essai du 02/09/2009 pour le corps d'épreuve 2, et de 8 %, entre l'essai du 03/09/2010 et l'essai du 29/09/2010 pour le corps d'épreuve 4.
L'espace de temps entre le premier essai et le deuxième essai sur chaque corps d'épreuve a été plus court pour le cas de la plaque C par rapport aux essais avec la plaque A. Moins d'essais ont été réalisés ce qui implique moins d'endommagement. De ce fait nous voyons moins d'évolution dans les déformations à partir de ces courbes.
Pour le chargement plaque C, l'apport de la couche de BFUP par rapport à la tôle nue en tenant compte la déformation mesurée au centre est de :

- corps d'épreuve 2, essai du 31/07/2009, l'apport est de 58 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 2, essai du 02/09/2009, l'apport est de 51 % par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 4, essai du 03/09/2010, l'apport est de 49% par rapport au corps d'épreuve 1 ;
- corps d'épreuve 4, essai du 29/09/2010, l'apport est de 45 % par rapport au corps d'épreuve 1.

Si on effectue (sans véritable justification mécanique) une moyenne, on peut conclure que l'apport en rigidité de la couche de 35 mm de BFUP est de l'ordre de 48 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 par rapport au corps d'épreuve 1 en prenant comme référence la déformation transversale au centre avec le chargement plaque type C. Cet apport est très proche de la valeur identifiée pour la plaque type A.

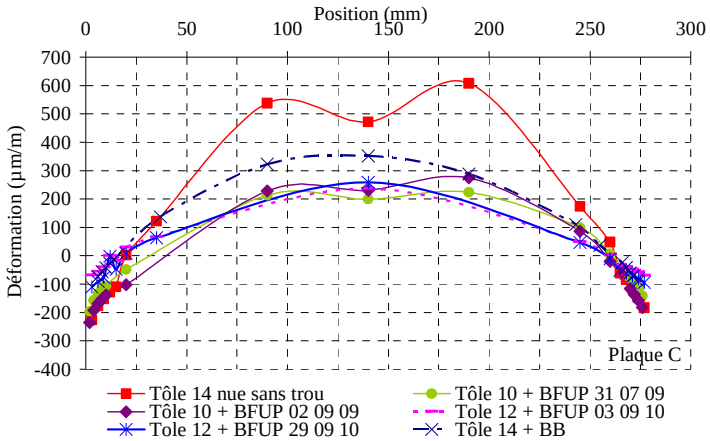


Figure 3.90. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge plaque type C pour les quatre corps d'épreuve (Force appliquée, 60 kN)*

Pour la déformation transversale au centre de la structure la solution 10 mm + BFUP est systématiquement plus rigide que la solution 12 mm + BFUP pour tous les cas de chargement. Ce constat est un peu étonnant

compte tenu de la différence d'épaisseur d'acier entre le corps d'épreuve 2 et le corps d'épreuve 4. Il pourrait s'expliquer par la participation du treillis soudé présent dans le corps d'épreuve 2.
En revanche la solution 12 mm + BFUP produit des déformations beaucoup plus petites au niveau du cordon de soudure que la solution 10 mm + BFUP, ce qui est plus intéressant pour la tenue en fatigue de la structure. Cette question sera traitée dans la section 3.2.3 de cette thèse.

Sous le chargement par roue de camion (Figure 3.91), nous n'avons pas fait plusieurs tests avec les corps d'épreuve revêtus de BFUP. De ce fait aucune évolution des déformations n'a été mesurée. De même pour les autres cas de chargement (Figure 3.92 à Figure 3.98).

Comme pour les résultats avec la plaque type A et la plaque type C, les solutions avec le revêtement BFUP sont plus rigides que la tôle nue pour tous les autres cas de chargement. Par rapport à la déformation au centre sur le corps d'épreuve 1 sous le même chargement, les gains est de :

- 63 % et 57 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : roue simple (Figure 3.91) ;
- 50 % et 44 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 5 mm (Figure 3.92) ;
- 30 % et 23 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 50 mm (Figure 3.93) ;
- 22 % et 7 % pour les corps d'épreuve 2 et 4 respectivement : écartement de 100 mm (
- Figure 3.94).

Pour les autres cas de chargement, plaques écartées de 170 mm (Figure 3.95), 240 mm (Figure 3.96), 310 mm (Figure 3.97) et 380 mm (Figure 3.98), on remarque une modification dans le comportement des structures revêtues de BFUP par rapport aux corps d'épreuve 1 et 3 plus souples : la déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage au centre passe de la compression à la traction. La présence du BFUP réduit la déformabilité de la dalle orthotrope lorsque les augets sont chargés.

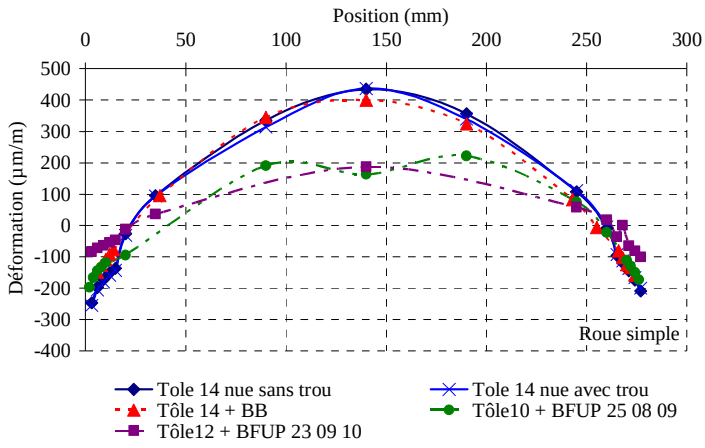


Figure 3.91. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge roue de camion pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN)*

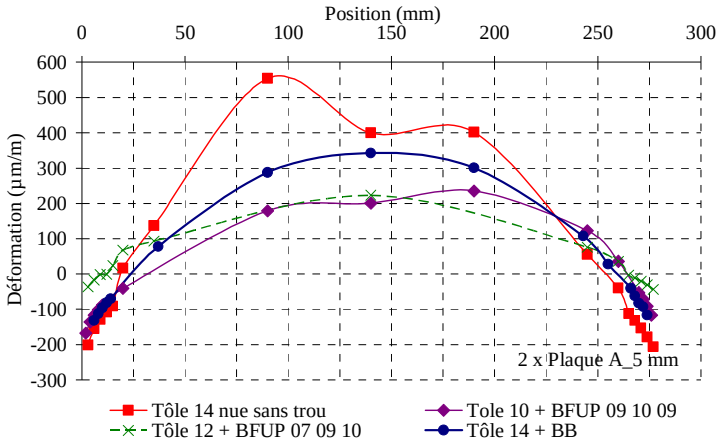


Figure 3.92. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 5 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

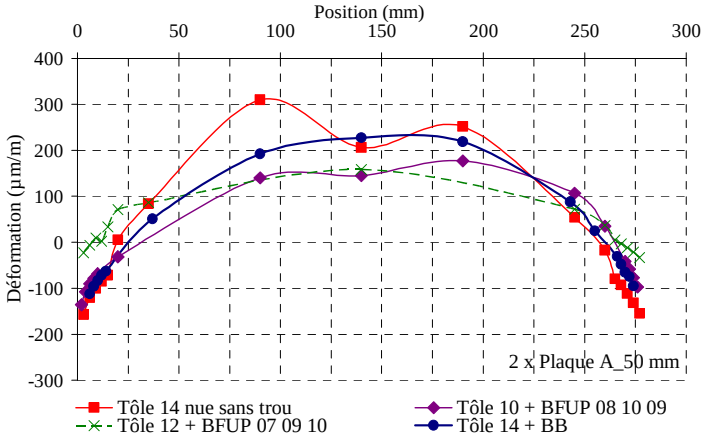


Figure 3.93. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 50 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

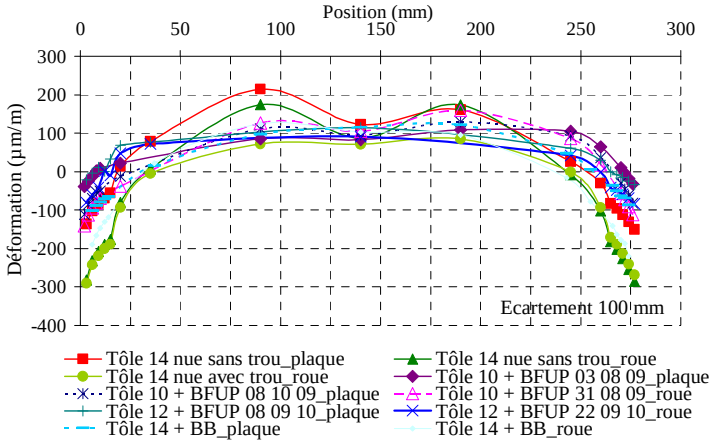


Figure 3.94. *Relation « déformation – position » pour les cas de deux plaques type A écartées de 100 mm pour les quatre corps d'épreuve (Force appliquée, 90 kN)*

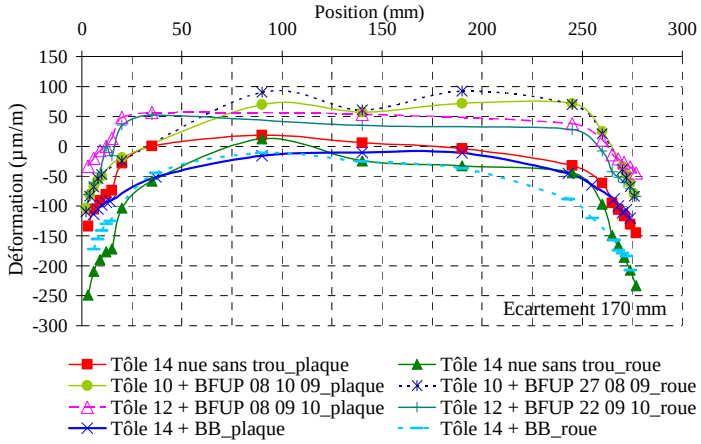


Figure 3.95. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 170 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

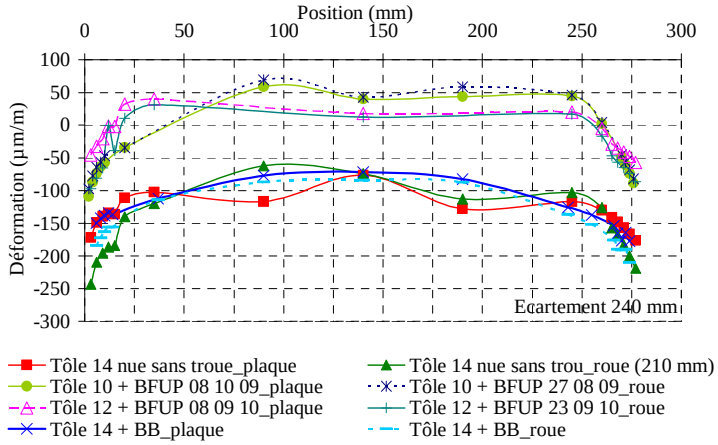


Figure 3.96. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 240 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

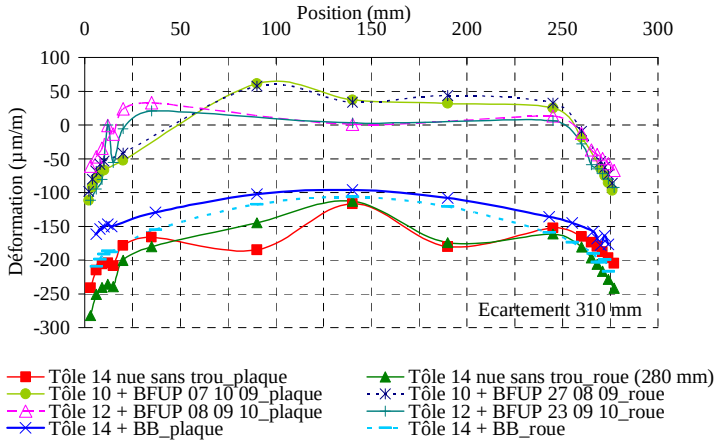


Figure 3.97. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 310 mm pour les trois corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

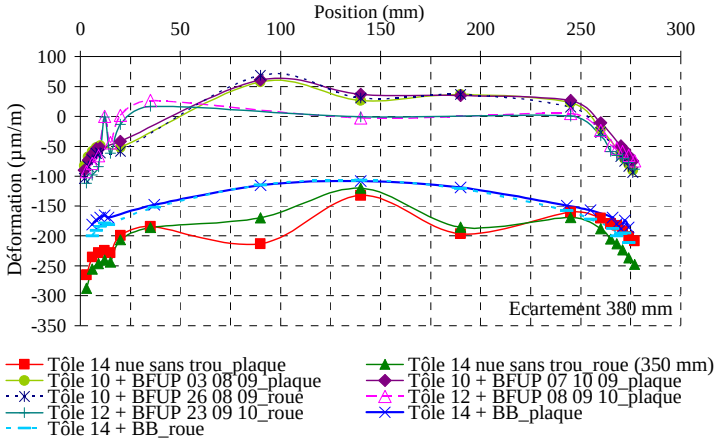


Figure 3.98. *Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 380 mm pour les trois corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)*

La couche de béton bitumineux apporte également de la rigidité à la structure tant au niveau de la déformation transversale au centre, qu'au niveau des déformations proches du pied du cordon de soudure. Par rapport au corps d'épreuve n°1 la différence en terme de déformation transversale centrale est de :

- 12 % pour le chargement plaque type A (Figure 3.89) ;
- 25 % pour le chargement plaque type C (Figure 3.90) ;
- 8 % pour le chargement roue simple (Figure 3.91) ;
- 14 % pour le chargement deux plaques écartées de 5 mm (Figure 3.92) ;
- 7 % pour le chargement deux plaques écartées de 100 mm (
- Figure 3.94) ;
- 5 % pour le chargement deux plaques écartées de 240 mm (Figure 3.96) ;
- 18 % pour le chargement deux plaques écartées de 310 mm (Figure 3.97) ;
- 18 % pour le chargement deux plaques écartées de 380 mm, (Figure 3.98).

Pour les cas de charge deux plaques écartées de 50 mm (Figure 3.93), nous avons mesuré une déformation transversale au centre 11 % plus grande pour le corps d'épreuve 3 que pour le corps d'épreuve 1. Avec le chargement deux plaques écartées de 170 mm, le comportement au centre de la structure est différent entre la dalle revêtue de BB et la dalle sans revêtement. Le corps d'épreuve 3 est légèrement comprimé (-10 µm/m) et le corps d'épreuve 1 légèrement tendu (6 µm/m).

Si on se focalise sur les charges représentatives d'un trafic réel, roue simple et roues écartées de 100 mm, la représentation du chargement par des plaques métalliques telle que préconisée par l'Eurocode 1-2 [134] semble être sécuritaire. En effet, sur l'ensemble des corps d'épreuve la déformation transversale au centre obtenue avec un chargement par plaque est supérieure de 1 à 30 % à celle obtenue avec un chargement par roue. Les exceptions sont :

- corps d'épreuve 2, la déformation transversale centrale obtenue avec les roues écartées de 100 mm est 9 % plus grande que celle obtenue avec les plaques écartées de 100 mm (Tableau 3.17) ;
- corps d'épreuve 3, la déformation transversale centrale obtenue avec la roue simple est 2 % plus grande que celle obtenue avec la plaque type A (Tableau 3.16).

Passons maintenant à l'analyse des déformations au centre des corps d'épreuve dans le sens longitudinal.
Il n'est pas tout à fait évident de savoir lequel des deux corps d'épreuve BFUP apporte plus de rigidité par rapport à la solution tôle nue en terme de déformation longitudinale au centre de la structure. L'apport varie aussi avec le type de chargement. Dans le cas des corps d'épreuve 2 et 4 il est plus important lorsque les charges sont écartées, positionnées sur les augets. A partir des valeurs présentées dans le Tableau 3.16 et dans le Tableau 3.17, nous pouvons résumer les gains de la façon suivante :

- pour le corps d'épreuve 2, entre 32 % et 68 % pour les chargements avec des plaques métalliques, et entre 73 % et 85 % pour les chargements avec des roues ;
- pour le corps d'épreuve 4, entre 19 % et 78 % pour les chargements avec des plaques métalliques, et entre 60 % et 85 % pour les chargements avec des roues.

On observe que la déformation longitudinale est toujours plus élevée dans le cas des plaques par rapport au chargement avec des roues ce qui est sécuritaire par rapport à l'Eurocode 1 partie 2.

La couche de BB apporte une rigidité supplémentaire vis-à-vis des déformations longitudinales centrales au-dessous de la tôle de platelage par rapport à la dalle non revêtue. Le gain est plus conséquent pour les charges simples et charges doubles peu écartées que pour les charges doubles plus écartées, à partir de 170 mm. L'apport vaut entre 3 % à 58 % pour les chargements type plaque et entre 3 % et 11 % pour les chargements type roue (voir Tableau 3.16).
On mesure des déformations longitudinales avec les roues égales ou supérieures à celles des plaques. La représentation de l'effet des roues par des plaques métalliques n'est donc pas sécuritaire pour les mesures de déformation longitudinale au centre du corps d'épreuve 3. Le même constat a été fait pour les mesures du corps d'épreuve 1 sous certains cas de chargement : charge simple, différence de 56 %, et charges doubles écartées de 240 mm, 310 mm et 380 mm, différences de 2 %, 10 % et 7 % respectivement. Les différences de longueur d'empreinte entre la roue de camion (en moyenne 280 mm, voir section 3.1.2.1 et Annnexe 9) et la plaque (320 mm), ainsi que de contact induit par ces systèmes d'application de charge et le corps d'épreuve, peuvent expliquer ces différences entre les déformations longitudinales.

3.2.3. Déformations localisées aux soudures

L'exploitation des résultats des déformations au voisinage des cordons de soudure au-dessous de la tôle de platelage peut se faire par rapport aux trois sections instrumentées : AA', BB' et CC'. L'analyse des

graphiques de la Figure 3.99, relative au corps d'épreuve 1, et de la Figure 3.100, relative au corps d'épreuve 2, nous permet d'identifier que l'axe AA' (au centre de la structure) est effectivement le plus chargé. Cette constatation est également vérifiée sur le corps d'épreuve revêtu de BB (corps d'épreuve 3) et sur les corps d'épreuve avec la tôle de 12 mm revêtue de BFUP (corps d'épreuve 4) pour tous les cas de chargement. Les premiers graphiques de la Figure 3.99 et de la Figure 3.100 représentent la courbe « déformation – position » globale et les deuxièmes graphiques un zoom sur les déformations à proximité du cordon de soudure nord et sud. La position zéro correspond au pied du cordon de soudure.

Pour la suite des analyses des essais réalisés, uniquement les résultats de la section AA' seront mis en évidence, les autres sont présentés dans l'Annexe 10.

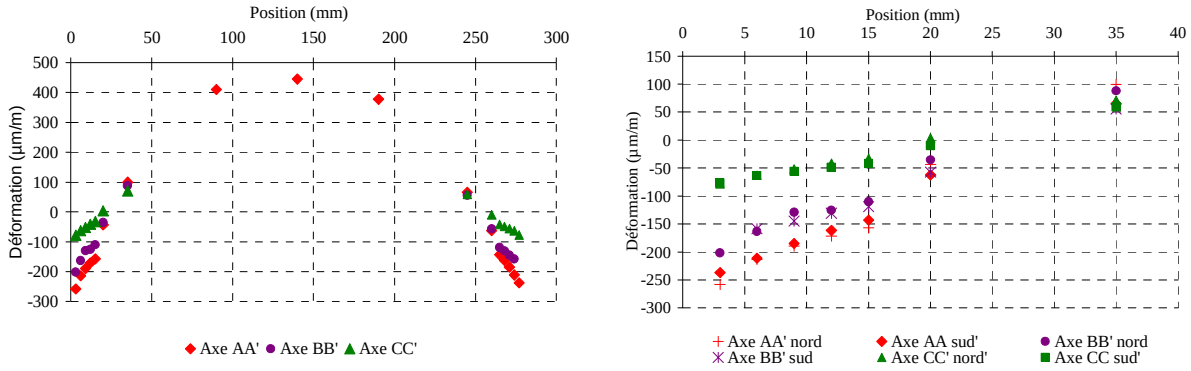


Figure 3.99. *Comparaison des courbes « déformation – position » des mesures réalisées sur les axes AA', BB' et CC' au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 1 (Charge appliquée : plaque type A avec l'interface en néoprène, 45 kN)*

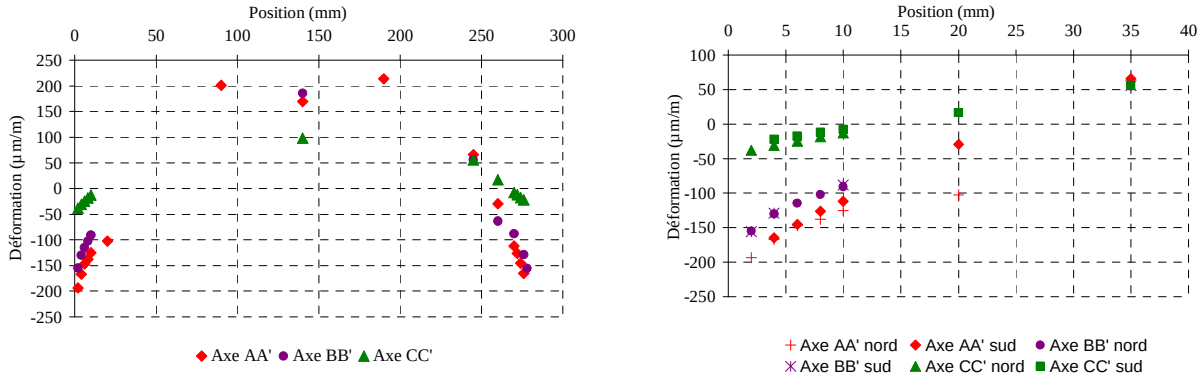


Figure 3.100. *Comparaison des courbes « déformation – position » des mesures réalisées sur les axes AA', BB' et CC' dans la partie inférieure de la tôle de platelage du corps d'épreuve 2 (Charge appliquée : plaque type A avec l'interface en néoprène)*

Le Tableau 3.18 et le Tableau 3.19 présentent les valeurs de déformation obtenues par les jauges qui sont à proximité des cordons de soudure nord et sud au-dessous de la tôle de platelage et sur la facette latérale des

augets 2 et 3 pour tous les cas de charge appliqués sur le corps d'épreuve 1. Le Tableau 3.20 et le Tableau 3.21 présentent les mêmes mesures pour le corps d'épreuve 2 et le Tableau 3.22 et le Tableau 3.23 pour le corps d'épreuve 4.

Les déformations du côté nord et du côté sud de l'âme latérale des augets 2 et 3 sur l'axe AA' pour le corps d'épreuve 3 sont représentées dans le Tableau 3.24 et dans le Tableau 3.25. Celles au voisinage des cordons de soudure nord et sud au-dessous de la tôle de platelage pour le même corps d'épreuve 3 sont dans le Tableau 3.26 et dans le Tableau 3.27.

La précision intrinsèque (incertitude propre à chaque jauge) des mesures de déformations indiquées sur tous les tableaux ci-dessous est de l'ordre de 1 μm/m.

Les déformations au voisinage des cordons de soudure et au-dessous de la tôle de platelage peuvent être visualisées dans les graphiques présentés dans la section précédente : Figure 3.89 à Figure 3.98.

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 1 - Axe AA'												
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		**Au-dessous de la tôle de platelage**							**Latérale auget**	
			Distance du pied du cordon de soudure (cm)	**3**	**6**	**9**	**12**	**15**	**20**	**35**	**15**	**30**
				CH 11	**CH 12**	**CH 13**	**CH 14**	**CH 15**	**J 16**	**J 17**	**J 29**	**J 30**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-216	-176	-155	-139	-127	-26	95	-272	-242
			Dalle ajourée									
	Néoprène		Dalle non ajourée									
			Dalle ajourée	-258	-214	-189	-171	-157	-44	99	-303	-267
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-227	-177	-153	-129	-111	2	121	-336	-298
			Dalle ajourée									
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-201	-155	-129	-108	-91	17	137	-364	-328
			Dalle ajourée									
		50	Dalle non ajourée	-157	-120	-101	-85	-72	5	83	-272	-247
			Dalle ajourée									
		100	Dalle non ajourée	-137	-102	-84	-68	-56	13	78	-236	-216
			Dalle ajourée									
		170	Dalle non ajourée	-133	-105	-91	-81	-74	-28	0	-138	-130
			Dalle ajourée									
		240	Dalle non ajourée	-172	-149	-140	-135	-136	-112	-103	-31	-35
			Dalle ajourée									
		310	Dalle non ajourée	-241	-215	-206	-204	-208	-179	-166	52	37
			Dalle ajourée									
		380	Dalle non ajourée	-265	-235	-228	-224	-228	-199	-184	103	82
			Dalle ajourée									
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-247	-198	-172	-151	-137	-26	94	-304	-263
			Dalle ajourée	-255	-205	-180	-159	-144	-31	94	-307	-267
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-282	-232	-207	-189	-177	-80	8	-195	-181
			Dalle ajourée	-291	-243	-219	-200	-189	-93	-5	-193	-178
		170	Dalle non ajourée	-249	-209	-189	-177	-171	-103	-58	-101	-100
			Dalle ajourée									
		210	Dalle non ajourée	-243	-209	-196	-187	-184	-140	-120	-33	-41
			Dalle ajourée	-252	-215	-201	-192	-189	-140	-123	-45	-51
		280	Dalle non ajourée	-282	-251	-241	-236	-240	-200	-180	44	27
			Dalle ajourée									
		350	Dalle non ajourée	-288	-255	-246	-240	-244	-206	-186	90	67
			Dalle ajourée									
		420	Dalle non ajourée	-253	-224	-217	-211	-215	-184	-167	121	97
			Dalle ajourée									
		500	Dalle non ajourée	-192	-172	-166	-163	-166	-143	-132	128	104
			Dalle ajourée									

Tableau 3.18. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle sans revêtement (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 1 - Axe AA'												
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage							Latérale auget	
			Distance du pied du cordon de soudure (cm)	**3**	**6**	**9**	**12**	**15**	**20**	**35**	**15**	**30**
				CH 26	**CH 25**	**CH 24**	**CH 23**	**CH 22**	**J 21**	**J 20**	**J 27**	**J 28**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-211	-186	-162	-141	-123	-46	72	-270	-240
			Dalle ajourée									
	Néoprène		Dalle non ajourée									
			Dalle ajourée	-237	-211	-185	-162	-144	-63	66	-270	-240
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-183	-148	-114	-85	-62	48	174	-353	-316
			Dalle ajourée									
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-206	-178	-153	-131	-112	-39	56	-338	-306
			Dalle ajourée									
		50	Dalle non ajourée	-155	-132	-112	-93	-80	-18	54	-269	-244
			Dalle ajourée									
		100	Dalle non ajourée	-150	-131	-112	-96	-83	-30	26	-223	-203
			Dalle ajourée									
		170	Dalle non ajourée	-145	-131	-117	-106	-95	-62	-32	-131	-124
			Dalle ajourée									
		240	Dalle non ajourée	-177	-167	-157	-148	-141	-130	-117	-29	-33
			Dalle ajourée									
		310	Dalle non ajourée	-205	-197	-188	-180	-174	-165	-153	36	25
			Dalle ajourée									
		380	Dalle non ajourée	-208	-201	-191	-183	-179	-170	-160	76	60
			Dalle ajourée									
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-208	-174	-145	-119	-97	-8	107	-311	-270
			Dalle ajourée	-200	-167	-138	-113	-92	-5	111	-291	-254
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-285	-255	-227	-202	-182	-103	-8	-203	-186
			Dalle ajourée	-268	-241	-213	-188	-171	-93	-1	-164	-156
		170	Dalle non ajourée	-233	-207	-185	-166	-149	-97	-44	-114	-108
			Dalle ajourée									
		210	Dalle non ajourée	-219	-200	-183	-169	-157	-126	-103	-51	-55
			Dalle ajourée	-219	-202	-183	-168	-159	-123	-94	-29	-39
		280	Dalle non ajourée	-242	-229	-216	-206	-197	-181	-162	25	11
			Dalle ajourée									
		350	Dalle non ajourée	-248	-237	-223	-213	-205	-188	-169	75	55
			Dalle ajourée									
		420	Dalle non ajourée	-219	-209	-198	-188	-183	-168	-153	100	79
			Dalle ajourée									
		500	Dalle non ajourée	-174	-166	-157	-150	-145	-137	-123	111	90
			Dalle ajourée									

Tableau 3.19. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle sans revêtement (Axe AA')*

Les écarts entre les mesures du côté nord et celles du côté sud peuvent être expliqués par le fait que les efforts appliqués et les réactions présentent une légère dissymétrie (section 3.1.1). De plus si la charge n'est pas répartie uniformément sur toute la surface de la plaque ou de la roue, des écarts supplémentaires peuvent se produire (section 3.1.2). Une autre explication possible, étant donné qu'il s'agit de mesures localisées au voisinage des cordons de soudures, pourrait tenir à une différence de pénétration entre le cordon de soudure du côté nord et celui du côté sud (voir résultats de l'autopsie dans la section 3.4).

Les différences entre les mesures du côté nord et celles du côté sud sont très variables selon le corps d'épreuve analysé, selon le type de chargement et aussi selon la position de la mesure.

Nous avons décidé de donner quelques ordres de grandeurs des différences pour les quatre premières jauges les plus proches des cordons de soudure pour les chargements les plus représentatifs d'un trafic réel :

- plaque type A, la différence est de maximum 10 % pour le corps d'épreuve 1, 16 % pour le corps d'épreuve 2, 17 % pour le corps d'épreuve 3 et 15 % corps d'épreuve 4 ;

- plaque type C, la différence est de maximum 34 % pour le corps d'épreuve 1, 25 % pour le corps d'épreuve 2, 34 % pour le corps d'épreuve 3 et 14 % corps d'épreuve 4 ;
- deux plaques type A écartée de 100 mm, la différence est de maximum 28 % pour le corps d'épreuve 1, 40 % pour le corps d'épreuve 2, 29 % pour le corps d'épreuve 3 et 40 % corps d'épreuve 4 ;
- roue simple, la différence est de maximum 29 % pour le corps d'épreuve 1, 17 % pour le corps d'épreuve 2, 13 % pour le corps d'épreuve 3 et 17 % corps d'épreuve 4 ;
- deux roues écartées de 100 mm, la différence est de maximum 9 % pour le corps d'épreuve 1, 33 % pour le corps d'épreuve 2, 20 % pour le corps d'épreuve 3 et 28 % corps d'épreuve 4.

Globalement, le chargement le plus concentré (plaque type A), d'ailleurs utilisé pour les tests en fatigue, est celui pour lequel les differences sont les plus faibles.

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 2 - Axe AA'											
Type de chargement	Ecartement (mm)		**Au-dessous de la tôle de platelage**							**Latérale auget**	
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	**2**	**4**	**6**	**8**	**10**	**20**	**35**	**15**	**30**
			CH 28	**CH 29**	**CH 30**	**CH 31**	**CH 32**	**J 165**	**J 166**	**J 48**	**J 49**
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	-108	-89	-75	-64	-55	-30	---	-120	-109
		Après injection	-194	-167	-147	-138	-125	-103	---	-145	-132
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	-196	-159	-135	-114	-107	-49	---	-181	-168
		Après injection	-236	-193	-168	-152	-140	-103	---	-189	-177
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection							---		
		Après injection	-167	-136	-116	-101	-88	-41	---	-180	-178
	50	Avant injection							---		
		Après injection	-136	-108	-90	-78	-68	-32	---	-152	-153
	100	Avant injection	-39	-24	-13	2	8	22	---	-130	-129
		Après injection	-111	-85	-70	-53	-50	-13	---	-129	-133
	170	Avant injection							---		
		Après injection	-103	-81	-67	-57	-50	-19	---	-93	-100
	240	Avant injection							---		
		Après injection	-109	-87	-74	-64	-58	-34	---	-63	-69
	310	Avant injection							---		
		Après injection	-112	-91	-79	-70	-67	-52	---	-37	-44
	380	Avant injection	-83	-68	-59	-53	-49	-52	---	-22	-26
		Après injection	-90	-73	-63	-55	-53	-42	---	-18	-24
Roue de camion (45kN)		Avant injection	-192	-162	-141	-132	-116	-99	---	-153	-142
		Après injection	-198	-166	-144	-133	-119	-95	---	-152	-141
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	-118	-91	-73	-59	-49	-21	---	-135	-134
		Après injection	-141	-113	-94	-82	-70	-38	---	-138	-136
	170	Avant injection							---		
		Après injection	-109	-83	-68	-54	-48	-24	---	-98	-100
	240	Avant injection							---		
		Après injection	-98	-78	-64	-57	-47	-35	---	-70	-73
	310	Avant injection							---		
		Après injection	-98	-80	-68	-58	-53	-42	---	-40	-46
	380	Avant injection	-104	-85	-74	-68	-62	-65	---	-13	-20
		Après injection	-104	-83	-73	-62	-61	-59	---	-13	-20

Tableau 3.20. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 2 - Axe AA'											
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage							Latérale auget	
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	**2**	**4**	**6**	**8**	**10**	**20**	**35**	**15**	**30**
			CH 45	**CH 44**	**CH 43**	**CH 42**	**CH 41**	**J 40**	**J 39**	**J 46**	**J 47**
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	---	-89	-74	-62	-51	4	68	-131	-119
		Après injection	---	-165	-145	-127	-112	-29	66	-172	-153
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	---	-141	-118	-99	-80	5	99	-200	-188
		Après injection	---	-183	-158	-136	-116	-20	86	-218	-202
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection	---								
		Après injection	---	-116	-92	-71	-53	36	123	-226	-214
	50	Avant injection	---								
		Après injection	---	-98	-77	-58	-42	35	107	-198	-188
	100	Avant injection	---	-33	-18	-4	10	64	105	-158	-153
		Après injection	---	-82	-61	-45	-30	36	92	-168	-167
	170	Avant injection	---								
		Après injection	---	-80	-62	-46	-33	25	72	-132	-128
	240	Avant injection	---								
		Après injection	---	-89	-74	-61	-49	3	44	-90	-91
	310	Avant injection	---								
		Après injection	---	-97	-85	-75	-64	-18	25	-47	-50
	380	Avant injection	---	-90	-80	-71	-62	-22	23	-21	-24
		Après injection	---	-75	-66	-57	-49	-11	26	-21	-27
Roue de camion (45kN)		Avant injection	---	-175	-151	-131	-114	-25	73	-186	-162
		Après injection	---	-173	-150	-130	-111	-23	75	-184	-162
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	---	-88	-68	-49	-33	39	99	-172	-165
		Après injection	---	-112	-91	-72	-56	18	86	-172	-162
	170	Avant injection	---								
		Après injection	---	-83	-67	-53	-39	21	70	-121	-121
	240	Avant injection	---								
		Après injection	---	-82	-68	-56	-45	4	46	-88	-84
	310	Avant injection	---								
		Après injection	---	-86	-73	-63	-54	-9	33	-49	-52
	380	Avant injection	---	-106	-96	-85	-76	-33	15	-20	-24
		Après injection	---	-93	-83	-75	-67	-27	15	-13	-20

Tableau 3.21. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 4 - Axe AA'											
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage							Latérale auget	
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	3	5	7	9	11	20	35	15	30
			CH 26	CH 25	CH 24	CH 23	CH 22	J 21	J 20	J 27	J 28
Plaque type A (45 kN) 29/09/2010	Néoprène		-101	-87	-73	-1	-51	-3	44	-149	-132
Plaque type C (60 kN) 29/09/2010	Néoprène		-111	-92	-77	-1	-48	9	63	-201	-176
Deux plaques type A (90 kN)	5		-36	-17	-1	-1	24	68	93	-238	-215
	50		-23	-6	9	2	33	71	86	-210	-190
	100		-20	-4	11	0	33	68	77	-188	-172
	170		-33	-20	-7	0	13	48	56	-144	-134
	240		-46	-33	-21	-2	-2	32	40	-115	-108
	310		-61	-47	-34	-1	-13	24	33	-94	-89
	380		-92	-78	-66	0	-44	2	26	-56	-54
Roue de camion (45kN) 23/09/2010			-101	-81	-65	0	-36	18	58	-166	-143
Deux roues de camion (90 kN)	100		-80	-61	-42	2	-10	47	72	-184	-167
	170		-81	-62	-45	0	-16	35	52	-144	-132
	240		-97	-81	-66	0	-39	11	31	-100	-95
	310		-111	-95	-81	0	-56	-6	21	-66	-64
	380		-112	-98	-84	-1	-61	-13	17	-39	-40

Tableau 3.22. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 12 mm revêtue de BFUP (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 4 - Axe AA'											
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage							Latérale auget	
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	3	5	7	9	11	20	35	15	30
			CH 11	CH 12	CH 13	CH 14	CH 15	J 16	J 17	J 10	J 9
Plaque type A (45 kN) 29/09/2010	Néoprène		-86	-74	-67	-59	-54	-19	28	-133	-120
Plaque type C (60 kN) 29/09/2010	Néoprène		-95	-81	-71	-62	-51	-11	46	-173	-157
Deux plaques type A (90 kN)	5		-43	-30	-20	-10	-3	36	76	-206	-190
	50		-33	-21	-12	-3	5	37	72	-181	-170
	100		-34	-24	-16	-8	0	30	60	-159	-150
	170		-45	-35	-28	-21	-14	11	38	-123	-119
	240		-57	-48	-41	-35	-29	-5	20	-94	-93
	310		-67	-57	-50	-44	-37	-12	13	-73	-74
	380		-74	-65	-59	-54	-48	-24	5	-44	-46
Roue de camion (45kN) 23/09/2010			-83	-72	-63	-55	-47	-12	36	-138	-125
Deux roues de camion (90 kN)	100		-84	-69	-58	-48	-41	-1	42	-161	-153
	170		-84	-71	-61	-51	-43	-8	28	-126	-121
	240		-87	-74	-65	-57	-47	-17	17	-96	-94
	310		-92	-80	-72	-65	-59	-28	6	-67	-68
	380		-88	-78	-71	-65	-58	-32	0	-40	-42

Tableau 3.23. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 12 mm revêtue de BFUP (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 3 - Axe AA'									
Type de chargement	Ecartement (mm)		Latérale de l'auget						
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	6	8	10	12	14	25	37
			CH 7	CH 6	CH 5	CH 4	CH 3	J 2	J 1
Plaque type A (45 kN)	Néoprène		-239	-236	-234	-232	-227	-211	-201
Plaque type C (60 kN)	Néoprène		-258	-256	-253	-252	-248	-233	-223
Deux plaques type A (90 kN)	5		-282	-279	-277	-276	-271	-256	-245
	50		-223	-222	-221	-220	-217	-206	-198
	100		-163	-162	-162	-162	-160	-154	-150
	170		-67	-67	-68	-69	-69	-70	-72
	240		15	13	11	10	8	1	-6
	310		59	57	55	53	50	41	32
	380		112	109	107	104	101	88	76
Roue de camion (45k)			-277	-273	-269	-266	-260	-240	-228
Deux roues de camion (90 kN)	100		-183	-182	-182	-181	-179	-173	-167
	170		-69	-71	-71	-73	-73	-77	-77
	240		26	23	21	18	16	6	-6
	310		87	87	83	79	76	62	46
	380		119	119	115	110	108	93	75

Tableau 3.24. *Déformations transversales dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 3 - Axe AA'									
Type de chargement	Ecartement (mm)		Latérale de l'auget						
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	6	8	10	12	14	25	37
			CH 26	CH 27	CH 28	CH 29	CH 30	J 31	J 32
Plaque type A (45 kN)	Néoprène		-244	-252	-251	-248	-242	-224	-199
Plaque type C (60 kN)	Néoprène		-268	-274	-274	-271	-265	-248	-222
Deux plaques type A (90 kN)	5		-308	-315	-316	-312	-306	-289	-261
	50		-258	-262	-264	-260	-256	-242	-220
	100		-195	-198	-198	-197	-194	-185	-169
	170		-92	-91	-92	-92	-92	-91	-86
	240		-7	-3	-5	-6	-9	-14	-18
	310		25	30	29	26	23	17	10
	380		58	64	62	60	57	47	37
Roue de camion (45k)			-272	-283	-281	-277	-269	-247	-216
Deux roues de camion (90 kN)	100		-206	-209	-204	-203	-203	-193	-175
	170		-87	-89	-88	-88	-90	-89	-86
	240		5	3	1	0	1	-13	-17
	310		60	58	55	53	50	37	26
	380		93	91	88	85	82	70	54

Tableau 3.25. *Déformations transversales dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 3 - Axe AA'									
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	6	8	10	12	14	25	37
			CH 8	CH 9	CH 10	CH 11	CH 12	J 13	J 14
Plaque type A (45 kN)	Néoprène		-123	-105	-91	-76	-65	86	329
Plaque type C (60 kN)	Néoprène		-75	-56	-42	-28	-14	136	322
Deux plaques type A (90 kN)	5		-131	-112	-96	-81	-70	78	288
	50		-112	-96	-84	-72	-63	51	192
	100		-101	-89	-79	-70	-65	16	97
	170		-114	-105	-99	-94	-92	-51	-16
	240		-150	-142	-138	-135	-137	-112	-77
	310		-161	-154	-151	-147	-150	-129	-102
	380		-181	-173	-169	-165	-169	-148	-115
Roue de camion (45k)			-150	-127	-109	-92	-77	95	345
Deux roues de camion (90 kN)	100		-190	-166	-147	-130	-119	23	125
	170		-172	-155	-141	-130	-125	-45	-11
	240		-184	-172	-163	-156	-156	-114	-87
	310		-210	-199	-191	-187	-188	-155	-118
	380		-200	-191	-184	-179	-181	-152	-115

Tableau 3.26. *Déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA')*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 3 - Axe AA'									
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
		Distance du pied du cordon de soudure (cm)	6	8	10	12	14	25	37
			CH 25	CH 24	CH 23	CH 22	CH 21	J 20	J 19
Plaque type A (45 kN)	Néoprène		-137	-115	-110	-92	-73	-9	71
Plaque type C (60 kN)	Néoprène		-90	-69	-61	-42	-25	36	109
Deux plaques type A (90 kN)	5		-117	-92	-82	-62	-41	28	108
	50		-95	-74	-66	-48	-31	25	88
	100		-87	-69	-63	-50	-36	6	48
	170		-120	-106	-111	-100	-88	-65	-45
	240		-178	-164	-176	-165	-154	-137	-126
	310		-177	-164	-178	-169	-158	-145	-136
	380		-186	-174	-188	-180	-169	-157	-149
Roue de camion (45k)			-159	-134	-125	-104	-82	-7	83
Deux roues de camion (90 kN)	100		-220	-187	-178	-164	-141	-78	-16
	170		-207	-184	-179	-174	-157	-120	-88
	240		-210	-190	-191	-190	-176	-152	-137
	310		-217	-200	-203	-203	-191	-174	-159
	380		-211	-195	-196	-200	-188	-172	-158

Tableau 3.27. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA')*

La comparaison entre les déformations au voisinage des cordons de soudure (au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget) pour les quatre corps d'épreuve testés est faite ci-après en termes de « contraintes de fatigue » (contraintes géométriques au point chaud) obtenues par l'extrapolation linéaire de ces mesures.

3.2.4. Application des schémas d'extrapolation aux déformations mesurées pour obtenir les contraintes géométriques au point chaud

L'objet des expérimentations mis au point dans ce travail de thèse est notamment de quantifier l'apport des revêtements, béton bitumineux ou BFUP, sur la réduction des contraintes au niveau du cordon de soudure, qui constitue actuellement un des points directement limitants dans la conception des ouvrages à dalle orthotrope.

Cette section fournit donc les données expérimentales les plus attendues pour justifier l'apport du revêtement à la tenue en fatigue des dalles, préciser les dispositions de l'Eurocode 3 partie 1-9 et calibrer les modèles.

A partir des mesures de déformation faites sous la tôle de platelage (Poste 1 de la Figure 1.41) et sur la face latérale des augets (Poste 2 de la Figure 1.41) à proximité du pied de cordon de soudure (voir les mesures obtenues récapitulées dans le Tableau 3.18 jusqu'au Tableau 3.27), nous avons obtenu par extrapolation les contraintes géométriques de fatigue au point chaud définies dans la section 1.3.2 pour tous les cas de chargement. Ces contraintes sont le résultat d'une extrapolation linéaire des mesures de déformation faites par des jauges placées à une certaine distance du pied de cordon de soudure (section 1.3.3) et d'une multiplication par le module d'Young de l'acier de 210 GPa.
Au début de cette section nous avons raisonné en déformation et à la fin, nous transformons les déformations en contraintes.

On s'est basé sur deux méthodes différentes pour déduire la contrainte géométrique : la méthode CECA [15] et la méthode IIS [93].
La première fait l'extrapolation à partir des déformations mesurées à une distance de 25 et 50 mm du pied du cordon de soudure. Nous avons respectivement ramené ces distances à 20 et 35 mm pour le platelage et à 15 et 30 mm sur l'auget. Nous avons en effet remarqué sur les graphiques de la Figure 1.43 qu'après 12 mm du pied du cordon de soudure sur la tôle de platelage il n'y avait plus d'effet de concentration de contrainte, et qu'au niveau de l'auget le gradient des déformations était pratiquement constant (absence de concentration de contrainte). Il est important de rappeler que la concentration de contrainte locale liée aux détails de la géométrie de la soudure n'est pas prise en compte dans la définition de la contrainte géométrique. Pour cette raison nous avons retenu uniquement le schéma CECA pour acquérir et traiter les mesures sur la face latérale de l'auget, sauf pour le corps d'épreuve 3. On a voulu quand même vérifier les

constations de l'étude IRSID. De ce fait on a collé une chaînette à proximité du cordon de soudure sur l'âme latérale de l'auget, mais pas assez près (première jauge à 6 mm à la place de la distance souhaitée de 2 mm) pour pouvoir appliquer le schéma d'extrapolation IIS, suite à une erreur d'exécution du plan d'instrumentation.
La méthode IIS fait l'extrapolation à partir des déformations mesurées à une distance de « 0,4 t » et « t », où « t » est l'épaisseur de la tôle considérée, soit pour le platelage 6 mm et 14 ou 15 mm pour les corps d'épreuve 1 et 3, 4 mm et 10 mm pour le corps d'épreuve 2, et 5 mm et 11 mm pour le corps d'épreuve 4. Pour obtenir la contrainte géométrique au pied du cordon de soudure en dessous de la tôle de platelage, on a appliqué les deux schémas d'extrapolation possibles.

Les graphiques ci-dessous illustrent les schémas d'extrapolation appliqués aux mesures de déformation à proximité des cordons de soudure des quatre dalles orthotropes testées. Comme les réponses des corps d'épreuve ne sont pas tout à fait symétriques, les résultats obtenus sont présentés pour les soudures centrales selon l'axe AA' du côté nord et du côté sud.
L'origine du repère sur les graphiques correspond au pied du cordon de soudure.

Les premiers graphiques font la comparaison des déformations extrapolées entre le corps d'épreuve tôle nue (ajouré sur l'auget 3) et le corps d'épreuve de 14 mm revêtue de BB (ajouré sur l'auget 2) pour les cas de charge plaque type A (Figure 3.101 et Figure 3.103) et roue de camion (Figure 3.102 et Figure 3.104).

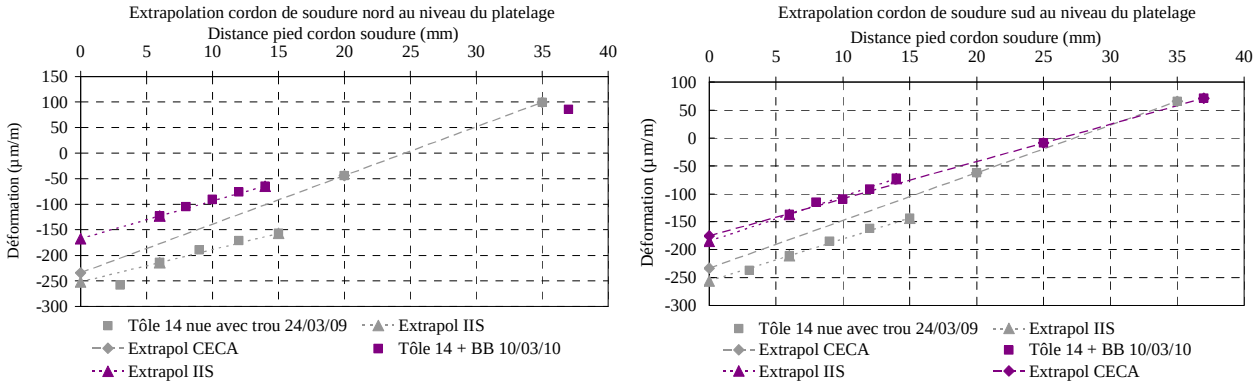


Figure 3.101. *Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau du platelage entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement plaque A, 45 kN*

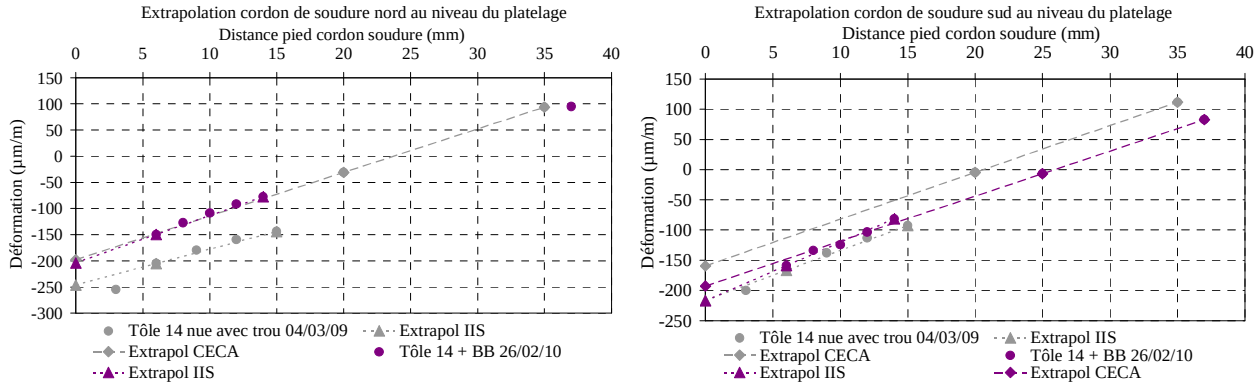


Figure 3.102. *Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau du platelage entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement roue de camion, 45 kN*

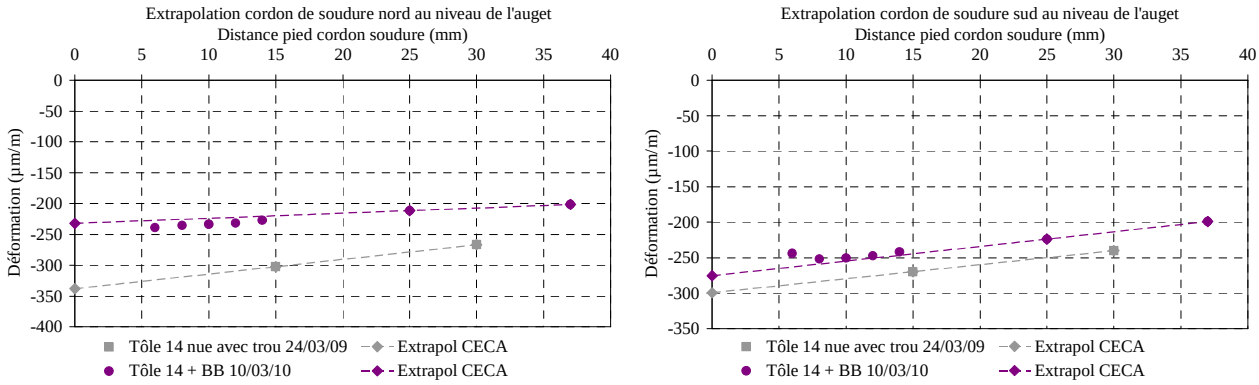


Figure 3.103. *Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau de l'auget entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement plaque A, 45 kN*

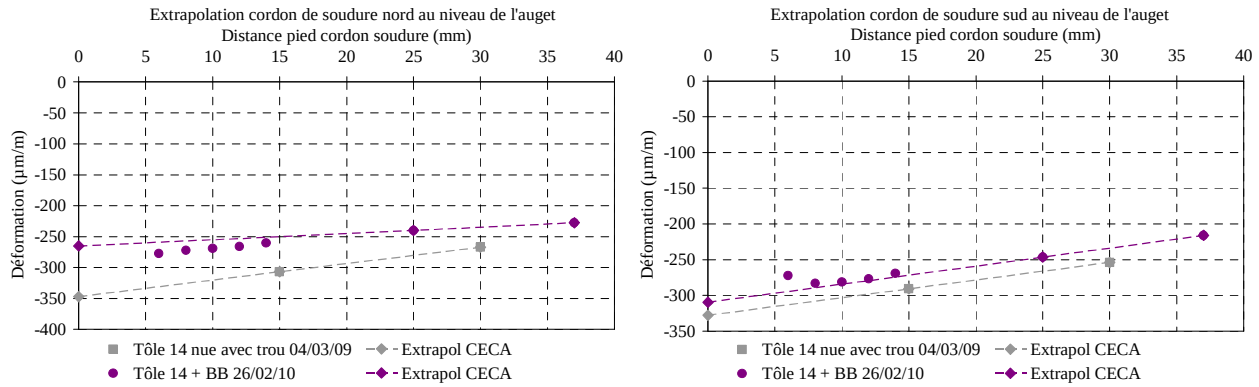


Figure 3.104. *Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau de l'auget entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement roue de camion, 45 kN*

Les valeurs numériques des extrapolations sont résumées dans le Tableau 3.28 et dans le Tableau 3.29.

Charge plaque A - 45 kN	**Tôle de platelage**				**Augets**	
Valeur de déformation (µm/m)	**soudure nord**		**soudure sud**		**soudure nord**	**soudure sud**
	IIS	CECA	IIS	CECA	CECA	CECA
Tôle 14 nue ajourée	-252	-235	-256	-233	-338	-299
Tôle 14 + BB	-167	---	-185	-176	-232	-276

Tableau 3.28. *Comparaison des déformations extrapolées sous chargement plaque A à 45 kN*

Charge roue - 45 kN	**Tôle de platelage**				**Augets**	
Valeur de déformation (µm/m)	**soudure nord**		**soudure sud**		**soudure nord**	**soudure sud**
	IIS	CECA	IIS	CECA	CECA	CECA
Tôle 14 nue ajourée	-246	-198	-217	-159	-347	-328
Tôle 14 + BB	-204	---	-217	-193	-265	-310

Tableau 3.29. *Comparaison des déformations extrapolées sous chargement roue simple à 45 kN*

L'analyse des graphiques d'extrapolation du corps d'épreuve tôle nue (Figure 3.101, Figure 3.102, Figure 3.103 et Figure 3.104) souligne que, contrairement à ce que suggérait l'analyse des résultats CECA, le profil des déformations n'est pas linéaire. Il existe une coupure entre la mesure à 15 mm du pied du cordon de soudure et la mesure à 20 mm. Elle est visible sur tous les graphiques indépendamment du type de charge. Pour cette raison le schéma d'extrapolation CECA semble moins indiqué que le schéma IIS pour le corps d'épreuve sans revêtement. Même si ce constat n'a pas été vérifié dans les trois autres corps d'épreuve, on considère que le schéma IIS est plus sécuritaire. Il fournit des valeurs des contraintes extrapolées plus élevées. Par conséquent, on préfère l'adopter pour les extrapolations des mesures réalisées sur la tôle de platelage. Uniquement les résultats de l'extrapolation IIS seront présentés dans les tableaux (Tableau 3.32 au Tableau 3.39).

Si on compare les résultats indiqués dans les deux tableaux on voit que ceux pour la charge plaque type A sont plus élevés que les déformations obtenues avec un chargement roue de camion. On peut ainsi confirmer que la représentation des charges réelles du trafic par la plaque Eurocode 1-2 est sûre pour le corps d'épreuve 1 (tôle nue), représentative des situations avec revêtement ultra-mince. Ce constat n'est pas vérifié pour le corps d'épreuve revêtu de BB, les valeurs mesurées sont plus grandes pour le chargement roue que pour le chargement plaque A.
L'explication n'est pas évidente étant donné qu'on mesure une plus grande surface de contact avec la roue appuyée sur le béton bitumineux que sur la tôle non revêtue (voir Figure 3.13 et Figure 3.14 de la section 3.1.2.1) ; peut-être la marque de l'empreinte mesurée ne correspond pas à la surface effective du chargement. Celle-ci pourrait être plus petite à cause du type de revêtement, le BB étant plus rugueux que la tôle nue lisse.

La réduction de déformation extrapolée apportée par le béton bitumineux sous chargement plaque A varie de 25 à 34% pour les valeurs calculées sur le platelage et de 8 à 31% pour les valeurs calculées sur l'auget.

Sous chargement roue, la réduction est de 17 à 21% pour les valeurs calculées sur le platelage et de 6 à 24% pour les valeurs calculées sur l'auget.
Ces variabilités peuvent s'expliquer essentiellement par les différences entre les mesures de déformation à proximité des cordons de soudure du côté nord et les mesures du côté sud. Les écarts qui peuvent être assez conséquents (différence maximale de 34 % pour le corps d'épreuve 1 et 3) ont été mis en évidence dans la section précédente.

Le bénéfice apporté par le revêtement bitumineux est variable mais significatif dans tous les cas. Les déformations de fatigue sont assez nettement plus élevées sur la tôle de l'auget que sur la tôle de platelage. La propagation d'une fissure de fatigue dans le platelage a toutefois plus de conséquence que sur la tôle de l'auget.

L'incidence du béton bitumineux est donc surtout sensible pour les déformations en pied de cordon de soudure sur le platelage. Elle l'est nettement moins pour les déformations en pied de cordon de soudure sur l'auget, endroit où celles-ci sont pourtant les plus critiques vis-à-vis du calcul de durée de vie (détail de fatigue plus petit sur l'auget que sur la tôle de platelage, que l'on considère la valeur Eurocode 3-1-9 ou la valeur de Kolstein – voir section 1.3.1 et section 1.3.3).

La réalisation de l'évidement en partie basse de l'auget des corps d'épreuve 1 et 3, nous a permis d'accéder à l'intérieur de l'auget. Les capteurs à fixation magnétique ont été collés au-dessous de la tôle de platelage. Un troisième schéma d'extrapolation type CECA représenté sur la Figure 1.41 (Poste 4) a été appliqué en tenant compte des mesures de déformation à 35 et 70 mm de l'auget. L'objectif est de déterminer la contrainte géométrique de fatigue à la racine du cordon de soudure. Le schéma d'extrapolation pour les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement plaque type A et roue de camion est illustré par les graphiques de la Figure 3.105 et de la Figure 3.106.

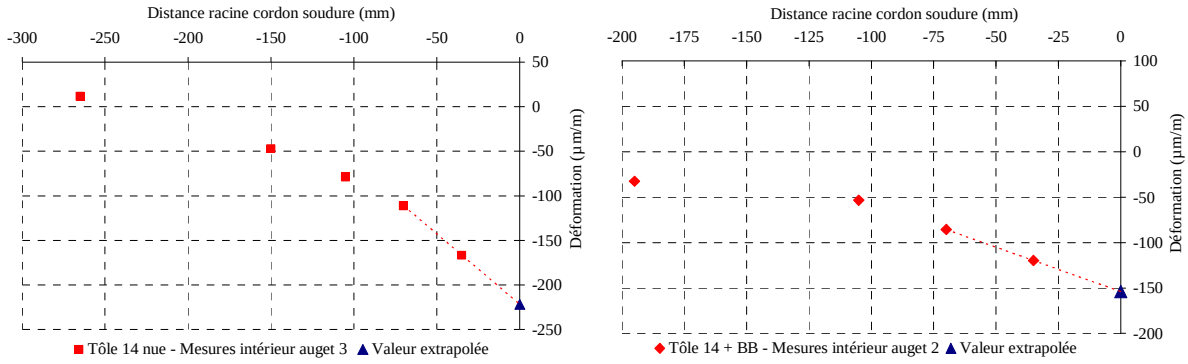


Figure 3.105. *Extrapolation à la racine du cordon de soudure sur la tôle de platelage par l'intérieur de l'auget pour les corps d'épreuve 1 et 3 (Chargement plaque type A)*

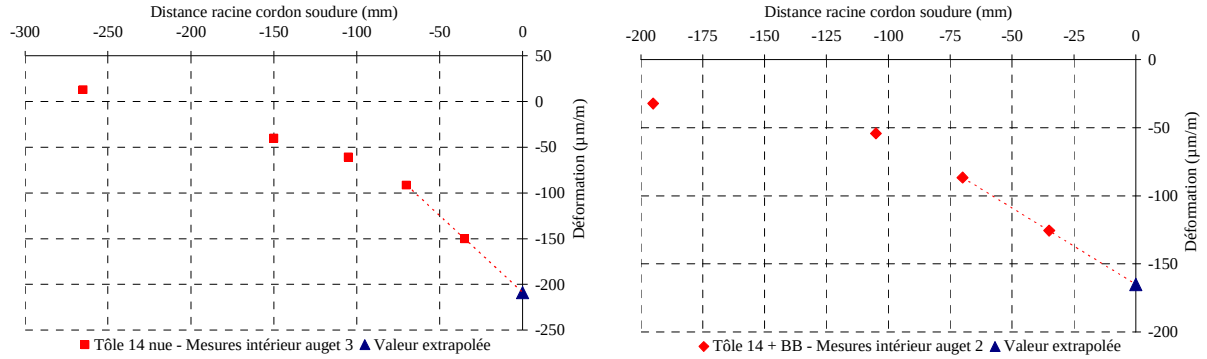


Figure 3.106. *Extrapolation à la racine du cordon de soudure sur la tôle de platelage par l'intérieur de l'auget pour les corps d'épreuve 1 et 3 (Roue simple)*

Si on compare les valeurs de déformation extrapolée avec le schéma CECA, au-dessous de la tôle de platelage, à l'intérieur de l'auget (extrapolation par rapport à la racine du cordon) et à l'extérieur de l'auget (extrapolation par rapport au pied du cordon), on vérifie que les valeurs de l'extérieur (sauf corps d'épreuve tôle nue sous chargement roue simple) sont 6 à 15% plus grandes que celles de l'intérieur. Autrement dit les fissures de fatigue auront davantage tendance à s'amorcer à partir du pied du cordon de soudure qu'à partir de la racine du cordon de soudure. Ce constat est rassurant, étant donné qu'on ne peut généralement pas suivre les déformations au-dessous de la tôle de platelage à l'intérieur de l'auget. Dans cette thèse on s'est d'ailleurs intéressé pour les corps d'épreuve revêtus uniquement aux contraintes géométriques au pied du cordon de soudure sur la tôle de platelage et sur la tôle de l'auget.

Les graphiques d'extrapolation pour les cas de charge préconisés par l'Eurocode 1-2, plaque type A et plaque type C, sont présentés ci-dessous pour les corps d'épreuve revêtus de BFUP (corps d'épreuve 2 et 4). Sur chaque figure, le premier graphique correspond à l'extrapolation sur la tôle de platelage et le deuxième graphique à l'extrapolation sur l'auget (Figure 3.107, Figure 3.108, Figure 3.109, Figure 3.110, pour le corps d'épreuve 10 mm + BFUP, et Figure 3.111, Figure 3.112, Figure 3.113, Figure 3.114, pour le corps d'épreuve 12 mm + BFUP).

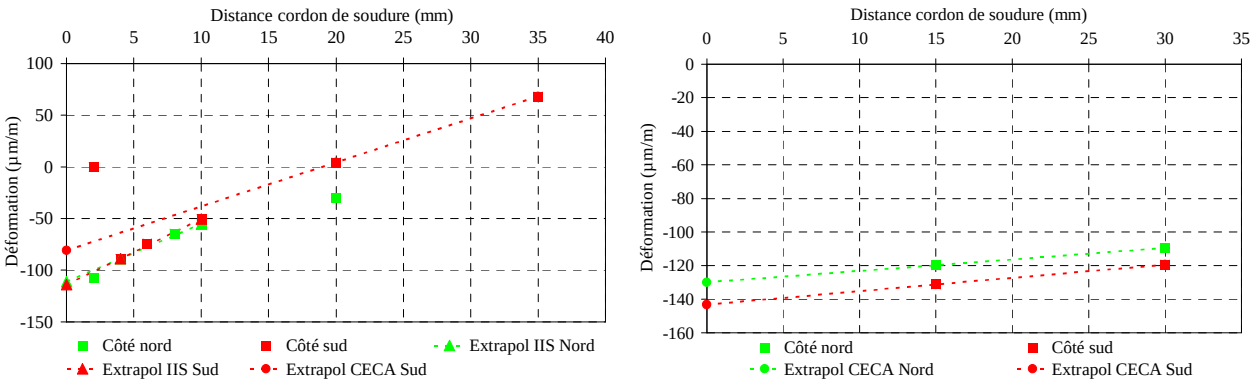


Figure 3.107. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque A, 45 kN (28/07/2009)*

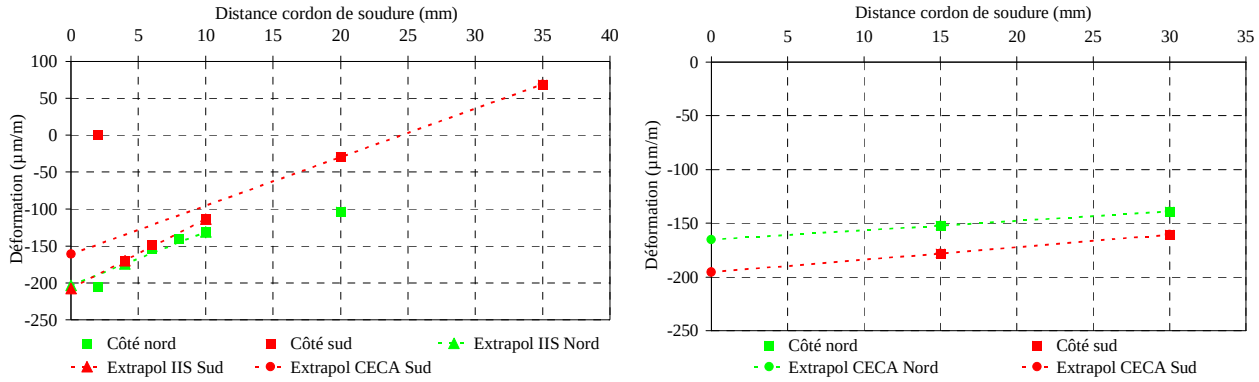


Figure 3.108. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque A, 45 kN (02/09/2009)*

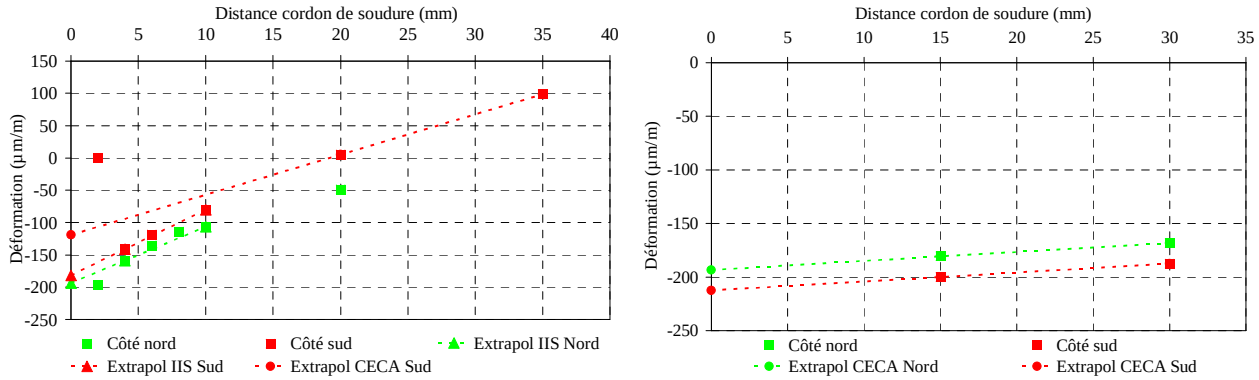


Figure 3.109. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque C, 60 kN (31/07/2009)*

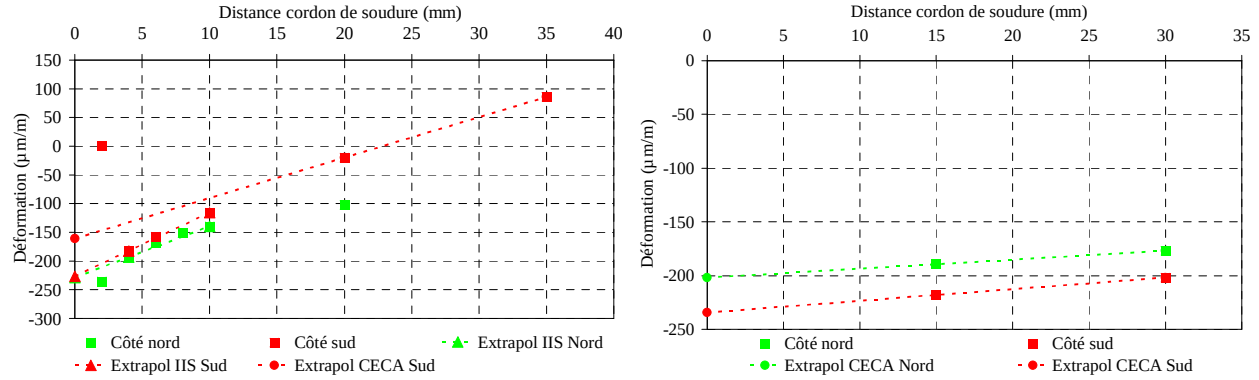


Figure 3.110. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque C, 60 kN (02/09/2009)*

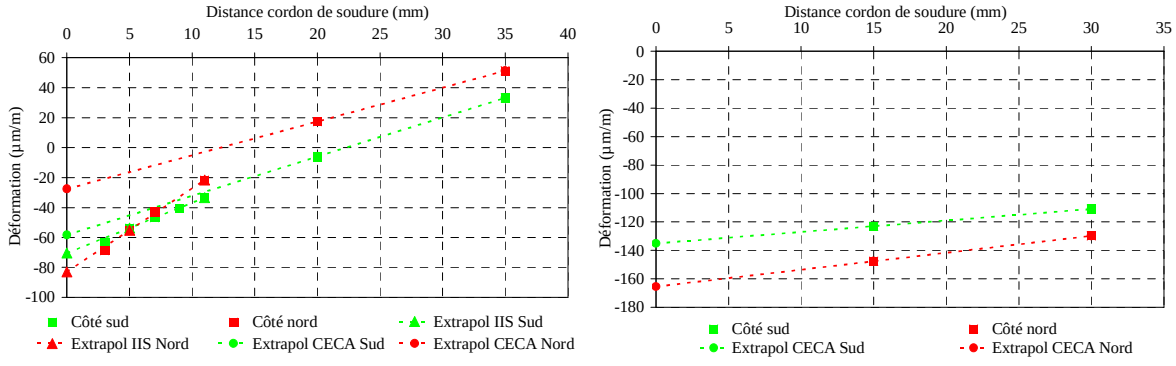


Figure 3.111. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque A, 45 kN (03/09/2010)*

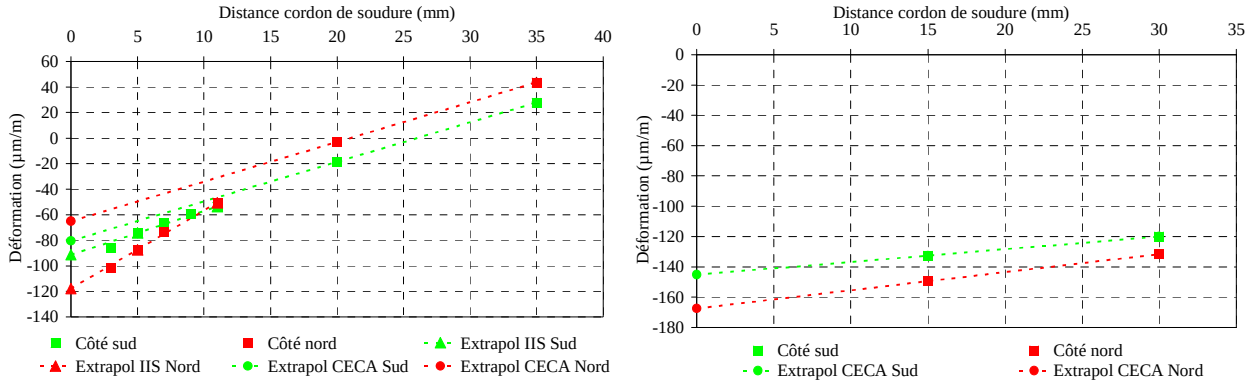


Figure 3.112. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque A, 45 kN (29/09/2010)*

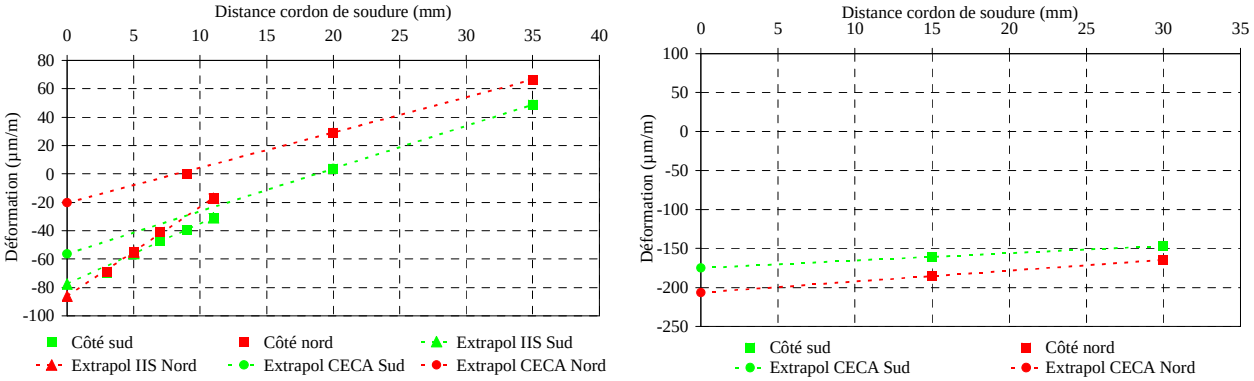


Figure 3.113. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque C, 60 kN (03/09/2010)*

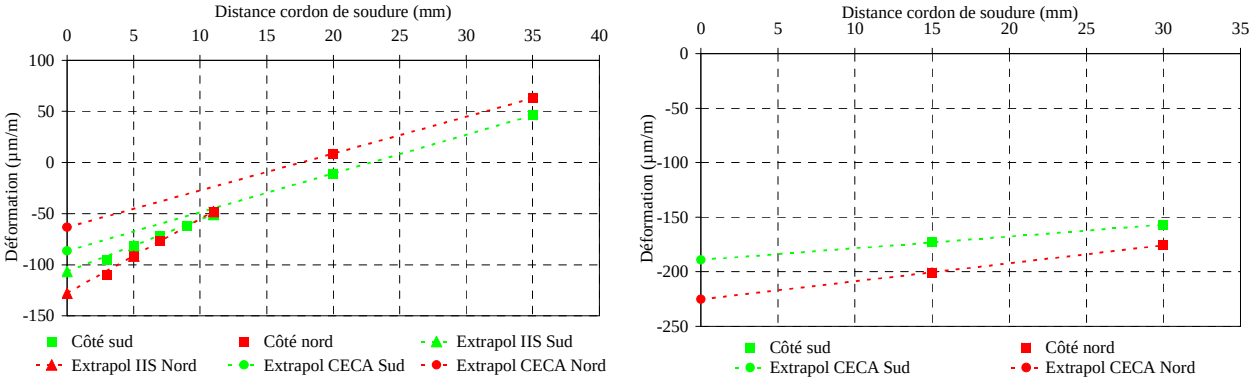


Figure 3.114. *Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque C, 60 kN (29/09/2010)*

Nous constatons que la configuration plaque C avec un chargement de 60 kN est visiblement plus défavorable que la configuration plaque A avec un chargement de 45 kN, même si proportionnellement à la charge la configuration plaque A reste la plus défavorable (voir Figure 3.88 de la section 3.2.1).

On observe à nouveau que pour le corps d'épreuve 2 l'injection des fissures n'a en rien diminué les déformations extrapolées. Les valeurs extrapolées augmentent au fur et à mesure des essais statiques, en même temps que la structure s'assouplit.

Les valeurs numériques des extrapolations sont résumées dans le Tableau 3.30 et le Tableau 3.31.

Charge plaque A - 45 kN	**Tôle de platelage**				**Augets**	
Valeur de déformation (µm/m)	**soudure nord**		**soudure sud**		**soudure nord**	**soudure sud**
	IIS	CECA	IIS	CECA	CECA	CECA
Tôle 14 nue ajourée	-252	-235	-256	-233	-338	-299
Tôle 10 + BFUP 28/07/2009	-111	---	-114	-81	-130	-143
Tôle 10 + BFUP 02/09/2009	-195	---	-200	-156	-158	-192
Tôle 12 + BFUP 27/07/2010	-77	-5	-65	-48	-155	-127
Tôle 12 + BFUP 29/092010	-118	-65	-91	-80	-167	-145

Tableau 3.30. *Comparaison des déformations extrapolées sous chargement plaque A à 45 kN*

Charge plaque C - 60 kN	**Tôle de platelage**				**Augets**	
Valeur de déformation (µm/m)	**soudure nord**		**soudure sud**		**soudure nord**	**soudure sud**
	IIS	CECA	IIS	CECA	CECA	CECA
Tôle 14 nue non ajourée	-221	-157	-205	-121	-374	-389
Tôle 10 + BFUP 31/07/2009	-194	---	-182	-119	-194	-213
Tôle 10 + BFUP 02/09/2009	-229	---	-227	-161	-202	-234
Tôle 12 + BFUP 03/09/2010	-86	-21	-77	-57	-206	-175
Tôle 12 + BFUP 29/09/2010	-128	-64	-106	-86	-225	-189

Tableau 3.31. *Comparaison des déformations extrapolées sous chargement plaque C à 60 kN*

Si on compare le corps d'épreuve 1 et le corps d'épreuve 2 après l'endommagement (essai du 02/09/2009) pour la charge type A, le gain sur la déformation géométrique au point chaud au niveau de la tôle de platelage est de 22 à 33%, et au niveau de l'auget il est de 36 à 53 %.
Ces valeurs sont plus élevées lorsqu'on compare la dalle non revêtue et le corps d'épreuve 4 (essai du 29/09/2010) : gain de 53 à 72 % pour les déformations obtenues au pied du cordon de soudure du platelage, et gain de 51 à 52 % pour les déformations mesurées au niveau du pied du cordon de soudure de l'auget.

La comparaison tôle nue (corps d'épreuve 1) et corps d'épreuve revêtus de BFUP (corps d'épreuve 2 et 4) pour le chargement plaque type C intègre l'effet de plusieurs paramètres. En effet l'essai sur la tôle de 14 mm non revêtue a été réalisé avec l'interface caoutchouc et ceux sur les corps d'épreuve 2 et 4 avec l'interface néoprène. On a vu précédemment dans ce même chapitre que la nature de l'interface a une conséquence sur les déformations mesurées : plus élevées avec l'utilisation de néoprène, car la charge est mieux répartie, qu'avec l'utilisation du caoutchouc.
Malgré ce constat, on a préféré garder cette comparaison des résultats car les apports de rigidité entre la dalle sans revêtement et les dalles revêtues de BFUP avec ce type de chargement (plaque type C) correspondraient à la comparaison des situations de trafic les plus « réalistes ». Les mesures sur la tôle de platelage du corps d'épreuve 12 mm + BFUP sont 29 à 59 % plus faibles que celles de la dalle de 14 mm nue, et au niveau de l'auget la différence varie entre 40 et 51 %.

Pour le corps d'épreuve de 10 mm + BFUP sous chargement plaque type C le gain en déformation de fatigue dans la liaison auget-tôle de platelage au niveau de l'âme de l'auget est de 40 à 46 %. En revanche au niveau de la tôle de platelage la solution du corps d'épreuve 2 après endommagement apparait plus défavorable que la solution du corps d'épreuve 1, la déformation géométrique étant supérieure de 4 à 33%.

Les mesures obtenues sur la tôle de platelage montrent que l'effet de concentration de contrainte au voisinage du pied du cordon de soudure n'est pas très marqué. Seule la jauge la plus proche du cordon située à 3 mm (tôle non revêtue, et tôle de 12 + BFUP) et à 2 mm (tôle de 10 + BFUP) semble indiquer, de façon très discrète, la présence de cet effet produit par la géométrie de la soudure. Pour le corps d'épreuve revêtu de BB, les mesures à proximité du pied du cordon de soudure sont très linéaires ; on ne vérifie aucun signe de concentration de contrainte. Peut-être avec une jauge plus proche du cordon de soudure (3 mm à la place de 6 mm utilisés) on retrouverait les mêmes résultats que sur les trois autres corps d'épreuve. Sinon on pourrait imaginer qu'il existe un effet de diffusion dans l'épaisseur. Les mesures de la chaînette collée sur la facette latérale de l'auget du corps d'épreuve BB ont confirmé que dans cette région les déformations sont très linéaires, comme cela a été indiqué dans l'étude CECA (voir Figure 3.103 et Figure 3.104).
Observons maintenant l'évolution des valeurs extrapolées en fonction de la force exercée pour les corps d'épreuve 2 et 4 (Figure 3.115 et Figure 3.116, pour le corps d'épreuve 10 mm + BFUP, et Figure 3.117 et Figure 3.118, pour le corps d'épreuve 12 mm + BFUP).

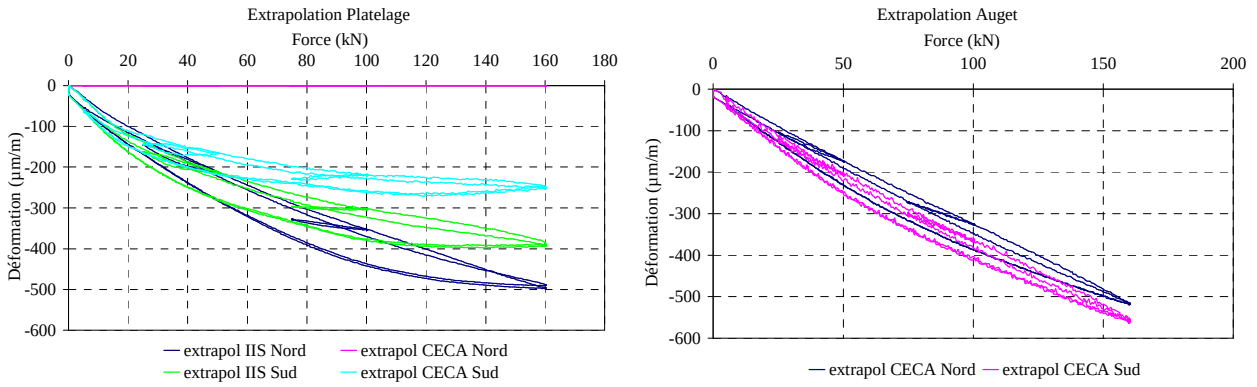


Figure 3.115. *Evolution de la valeur extrapolée sous plaque A (essai du 02/09/2009)*

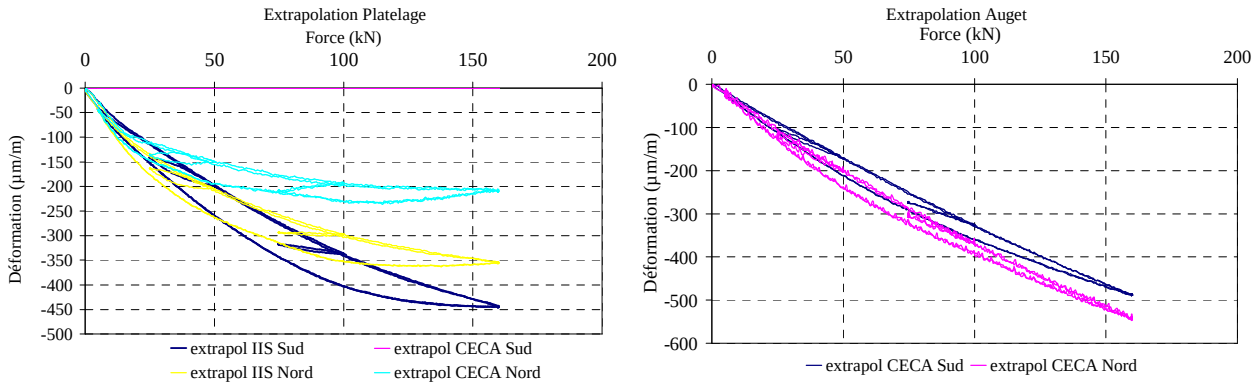


Figure 3.116. *Evolution de la valeur extrapolée sous plaque C (essai du 02/09/2009)*

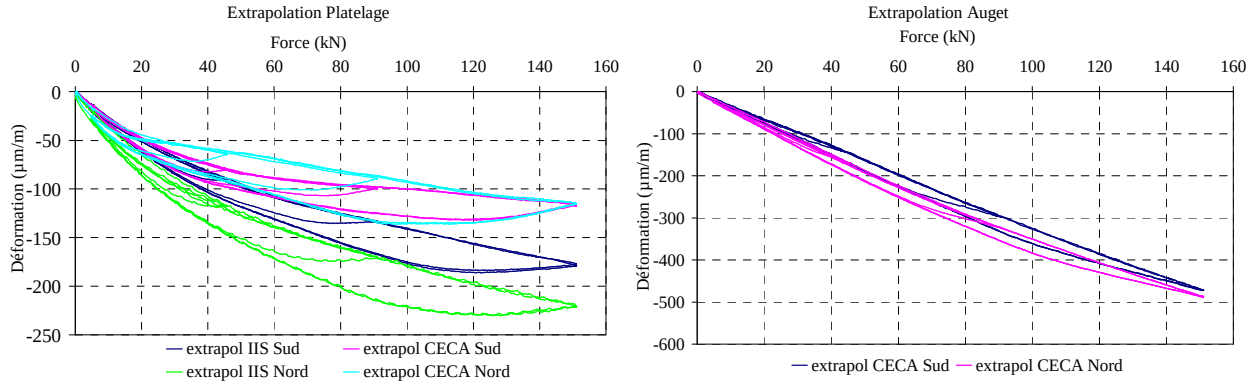


Figure 3.117. *Evolution de la valeur extrapolée sous plaque A (essai du 29/09/2010)*

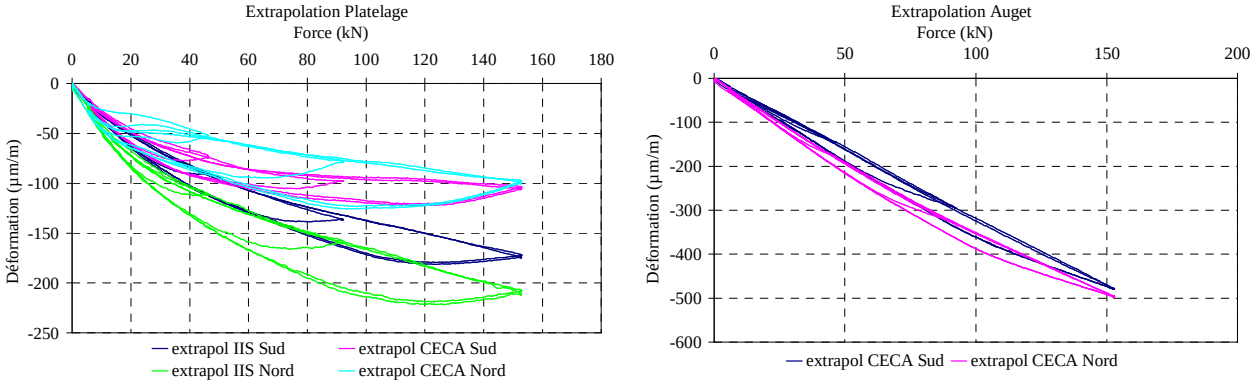


Figure 3.118. *Evolution de la valeur extrapolée sous plaque C (essai du 29/09/2010)*

Les hystérésis constatées sur les valeurs de déformation en sous-face du platelage présentées précédemment se retrouvent sur les valeurs extrapolées, de même que les tendances non linéaires. Un calcul en fatigue nécessiterait donc de prendre directement les valeurs de variation de déformation ou de contrainte directement sur ces courbes. Une autre possibilité serait de prendre la tangente à l'origine de ces courbes, mais le calcul serait nettement plus pessimiste.
Les extrapolations au niveau des augets sont en revanche quasi linéaires (deuxième graphique de la Figure 3.115 à la Figure 3.118).

Si on regarde l'évolution de la valeur extrapolée en fonction de la force pour les corps d'épreuve 1 et 3, on constate une plus petite non-linéarité que celles des corps d'épreuve 2 et 4 (Figure 3.119). La non-linéarité ici s'explique uniquement par l'évolution de la répartition de la charge surfacique au contact entre le néoprène et le revêtement au fur et à mesure de la montée en charge (explication dans la section 3.1.2.2).

Les valeurs de déformation extrapolées obtenues pour tous les chargements avec les écart-types prenant en compte l'incertitude sur les valeurs délivrées par les jauges et sur leur positionnement (voir explication dans l'Annexe 11) pour les corps d'épreuve 1, 2, 3 et 4 sont présentées dans le Tableau 3.32, le Tableau 3.34, le Tableau 3.36 et le Tableau 3.38 respectivement.

Les valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure sont déduites en multipliant la déformation par le module d'Young de l'acier (210.10^3 MPa). Nous n'avons pas tenu compte de l'effet Poisson car la déformation longitudinale en pied du cordon de soudure n'a pas été mesurée. Ces valeurs sont représentées dans le Tableau 3.33, Tableau 3.35, Tableau 3.37, Tableau 3.39, pour les corps d'épreuve 1, 2, 3 et 4 respectivement.

Les lignes grisées dans les tableaux du corps d'épreuve 1 indiquent les valeurs obtenues avec l'interface néoprène et après la réalisation du trou dans la partie basse de l'auget, et les lignes grisées dans les tableaux du corps d'épreuve 2 indiquent les valeurs obtenues avant injection des fissures.

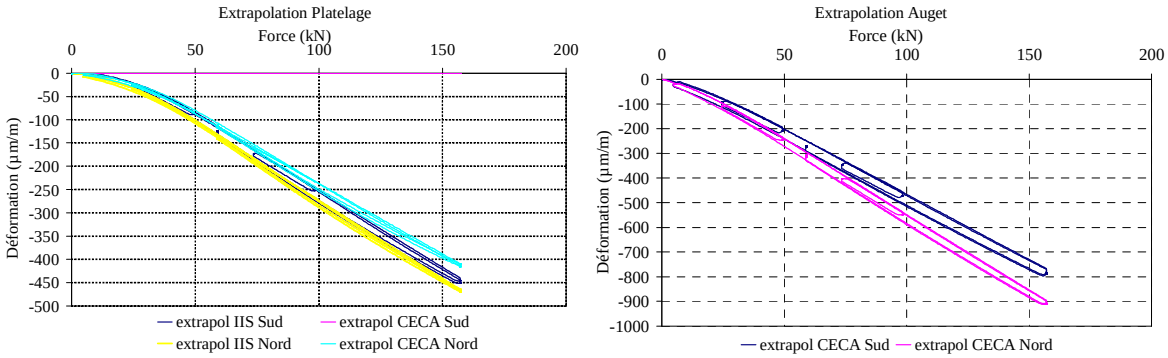


Figure 3.119. *Evolution de la valeur extrapolée du corps d'épreuve 3 sur plaque C (essai du 11/03/2010)*

Valeurs de déformation (µm/m)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A (19 11 08)	-208,6	-227,3	-302,5	-300,9	charge 45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Plaque type A (24 03 09)	-252,0	-255,9	-338,1	-299,4	charge 45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,4*	*2,3*	
Plaque type C (19 11 08)	-221,0	-205,3	-374,1	-389,1	charge 60 kN
Ecart-type	*2,1*	*2,2*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 5 mm (19 11 08)	-197,3	-222,6	-400,9	-370,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,2*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 50 mm (20 11 08)	-152,7	-167,2	-297,2	-293,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 100 mm (20 11 08)	-133,2	-162,3	-255,9	-242,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 170 mm (20 11 08)	-125,9	-154,6	-145,6	-138,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 240 mm (20 11 08)	-157,7	-183,4	-27,2	-25,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 310 mm (20 11 08)	-219,8	-211,8	67,8	47,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Plaque A dble 380 mm (20 11 08)	-240,3	-215,8	122,8	92,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	
Roue (02 02 09)	-238,4	-225,7	-345,0	-352,2	charge 45 kN
Ecart-type	*2,1*	*2,0*	*2,3*	*2,4*	
Roue (04 03 09)	-246,1	-216,5	-347,2	-327,8	charge 45 kN
Ecart-type	*2,1*	*2,0*	*2,3*	*2,4*	
Roue dble 100 mm (04 12 08)	-268,1	-303,5	-209,7	-219,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 100 mm (13 03 09)	-278,8	-287,1	-207,8	-172,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 170 mm (05 12 08)	-233,6	-245,7	-102,5	-120,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,1*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 210 mm (05 12 08)	-226,1	-228,5	-24,4	-47,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 210 mm (13 03 09)	-232,8	-230,1	-38,8	-18,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 280 mm (05 12 08)	-258,2	-250,0	60,3	39,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 350 mm (05 12 08)	-263,0	-257,9	113,1	95,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 420 mm (05 12 08)	-230,7	-226,7	145,3	120,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	
Roue dble 500 mm (05 12 08)	-176,3	-179,9	151,9	131,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,0*	*2,0*	*2,3*	*2,3*	

Tableau 3.32. *Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 1*

Valeurs de contraintes (MPa)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A (19 11 08)	-43,8	-47,7	-63,5	-63,2	charge 45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque type A (24 03 09)	-52,9	-53,7	-71,0	-62,9	charge 45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque type C (19 11 08)	-46,4	-43,1	-78,6	-81,7	charge 60 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,5*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 5 mm (19 11 08)	-41,4	-46,7	**-84,2**	**-77,7**	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,5*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 50 mm (20 11 08)	-32,1	-35,1	-62,4	-61,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 100 mm (20 11 08)	-28,0	-34,1	-53,7	-51,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 170 mm (20 11 08)	-26,4	-32,5	-30,6	-29,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 240 mm (20 11 08)	-33,1	-38,5	-5,7	-5,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 310 mm (20 11 08)	-46,2	-44,5	14,2	9,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Plaque A dble 380 mm (20 11 08)	-50,5	-45,3	25,8	19,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue (02 02 09)	-50,1	-47,4	-72,5	-74,0	charge 45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue (04 03 09)	-51,7	-45,5	-72,9	-68,8	charge 45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 100 mm (04 12 08)	-56,3	-63,7	-44,0	-46,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 100 mm (13 03 09)	**-58,6**	**-60,3**	-43,6	-36,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 170 mm (05 12 08)	-49,1	-51,6	-21,5	-25,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 210 mm (05 12 08)	-47,5	-48,0	-5,1	-10,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 210 mm (13 03 09)	-48,9	-48,3	-8,1	-3,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 280 mm (05 12 08)	-54,2	-52,5	12,7	8,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 350 mm (05 12 08)	-55,2	-54,2	23,8	20,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 420 mm (05 12 08)	-48,4	-47,6	30,5	25,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	
Roue dble 500 mm (05 12 08)	-37,0	-37,8	31,9	27,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,4*	*0,4*	*0,5*	*0,5*	

Tableau 3.33. *Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 1*

Valeurs de déformation (µm/m)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	Plat Sud	Auget Nord	Auget Sud	Chargement
Plaque type A (28 07 09)	-111,0	-114,2	-130,0	-143,1	charge 45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,8*	*3,2*	*3,2*	
Plaque type A (02 09 09)	-195,2	-200,4	-158,1	-191,9	charge 45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,9*	*3,2*	*3,3*	
Plaque type C (31 07 09)	-193,9	-182,1	-193,4	-212,5	charge 60 kN
Ecart-type	*2,9*	*3,0*	*3,2*	*3,2*	
Plaque type C (02 09 09)	-228,8	-226,9	-201,9	-234,4	charge 60 kN
Ecart-type	*2,9*	*3,1*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 5 mm (09 10 09)	-167,6	-158,3	-181,6	-238,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*3,0*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 50 mm (08 10 09)	-133,8	-135,3	-150,9	-207,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,9*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 100 mm (03 08 09)	-45,9	-60,6	-130,9	-163,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,8*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 100 mm (08 10 09)	-109,3	-117,2	-125,6	-170,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,9*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 170 mm (08 10 09)	-101,8	-110,7	-85,3	-136,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,8*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 240 mm (08 10 09)	-106,9	-115,2	-57,5	-89,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,8*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 310 mm (07 10 09)	-107,9	-118,0	-29,4	-43,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 380 mm (03 08 09)	-79,9	-108,5	-17,8	-16,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,6*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	
Plaque A dble 380 mm (07 10 09)	-86,3	-91,6	-11,9	-14,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,6*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	
Roue (18 08 09)	-192,0	-215,3	-164,7	-210,0	charge 45 kN
Ecart-type	*2,8*	*3,0*	*3,2*	*3,3*	
Roue (25 08 09)	-197,9	-214,1	-162,5	-206,6	charge 45 kN
Ecart-type	*2,8*	*3,0*	*3,2*	*3,3*	
Roue dble 100 mm (12 08 09)	-119,0	-124,3	-135,6	-179,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,9*	*3,2*	*3,2*	
Roue dble 100 mm (31 08 09)	-140,8	-149,5	-139,4	-181,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,9*	*3,2*	*3,2*	
Roue dble 170 mm (27 08 09)	-107,1	-113,2	-95,0	-121,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,8*	*3,2*	*3,2*	
Roue dble 240 mm (27 08 09)	-97,9	-106,8	-65,9	-90,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	
Roue dble 310 mm (27 08 09)	-98,0	-107,2	-33,7	-46,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	
Roue dble 380 mm (12 08 09)	-101,0	-126,5	-5,9	-16,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,7*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	
Roue dble 380 mm (26 08 09)	-97,7	-111,1	-6,6	-5,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,6*	*2,7*	*3,2*	*3,2*	

Tableau 3.34. *Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 2*

Valeurs de contraintes (MPa)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A (28 07 09)	-23,3	-24,0	-27,3	-30,1	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type A (02 09 09)	-41,0	-42,1	-33,2	-40,3	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type C (31 07 09)	-40,7	-38,2	-40,6	-44,6	charge 60 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type C (02 09 09)	**-48,0**	**-47,6**	**-42,4**	**-49,2**	charge 60 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 5 mm (09 10 09)	-35,2	-33,3	**-38,1**	**-50,0**	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 50 mm (08 10 09)	-28,1	-28,4	-31,7	-43,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 100 mm (03 08 09)	-9,6	-12,7	-27,5	-34,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 100 mm (08 10 09)	-23,0	-24,6	-26,4	-35,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 170 mm (08 10 09)	-21,4	-23,3	-17,9	-28,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 240 mm (08 10 09)	-22,4	-24,2	-12,1	-18,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 310 mm (07 10 09)	-22,7	-24,8	-6,2	-9,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 380 mm (03 08 09)	-16,8	-22,8	-3,7	-3,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 380 mm (07 10 09)	-18,1	-19,2	-2,5	-3,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue (18 08 09)	-40,3	-45,2	-34,6	-44,1	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue (25 08 09)	-41,6	-45,0	-34,1	-43,4	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 100 mm (12 08 09)	-25,0	-26,1	-28,5	-37,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 100 mm (31 08 09)	-29,6	-31,4	-29,3	-38,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 170 mm (27 08 09)	-22,5	-23,8	-20,0	-25,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 240 mm (27 08 09)	-20,6	-22,4	-13,8	-19,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 310 mm (27 08 09)	-20,6	-22,5	-7,1	-9,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 380 mm (12 08 09)	-21,2	-26,6	-1,2	-3,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 380 mm (26 08 09)	-20,5	-23,3	-1,4	-1,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	

Tableau 3.35. *Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 2*

Valeurs de déformation (µm/m)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A (10/03/2010)	-167,2	-185,0	-232,2	-275,5	charge 45 kN
Ecart-type	*2,9*	*3,0*	*5,4*	*5,5*	
Plaque type C (11/03/2010)	-120,6	-138,1	-253,8	-301,6	charge 60 kN
Ecart-type	*3,0*	*3,0*	*5,4*	*5,5*	
Plaque A dble 5 mm (12/03/2010)	-177,6	-173,5	-278,1	-347,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*3,0*	*3,1*	*5,4*	*5,5*	
Plaque A dble 50 mm (12/03/2010)	-149,0	-143,7	-222,9	-290,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,9*	*3,0*	*5,4*	*5,5*	
Plaque A dble 100 mm (12/03/2010)	-128,7	-125,2	-163,2	-218,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,9*	*5,4*	*5,4*	
Plaque A dble 170 mm (12/03/2010)	-130,2	-144,7	-66,5	-101,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	
Plaque A dble 240 mm (12/03/2010)	-159,7	-195,6	13,9	-6,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	
Plaque A dble 310 mm (09/03/2010)	-170,0	-190,9	60,8	31,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	
Plaque A dble 380 mm (09/03/2010)	-190,2	-199,3	112,6	68,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	
Roue simple (26/02/2010)	-203,8	-217,1	-265,4	-309,5	charge 45 kN
Ecart-type	*3,0*	*3,1*	*5,4*	*5,5*	
Roue dble 100 mm (12/01/2010)	-242,9	-279,0	-185,8	-229,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*3,0*	*3,1*	*5,4*	*5,4*	
Roue dble 170 mm (13/01/2010)	-206,8	-244,4	-75,9	-95,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,9*	*2,9*	*5,4*	*5,4*	
Roue dble 240 mm (13/01/2010)	-205,5	-235,8	31,6	-4,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	
Roue dble 310 mm (13/01/2010)	-225,9	-237,1	94,1	59,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	
Roue dble 380 mm (13/01/2010)	-213,5	-229,1	128,3	102,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*5,4*	*5,4*	

Tableau 3.36. *Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chagement du corps d'épreuve 3*

Valeurs de contraintes (MPa)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A (10/03/2010)	-35,1	-38,8	-48,8	-57,9	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,2*	
Plaque type C (11/03/2010)	-25,3	-29,0	-53,3	-63,3	charge 60 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,2*	
Plaque A dble 5 mm (12/03/2010)	-37,3	-36,4	**-58,4**	**-73,0**	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,2*	
Plaque A dble 50 mm (12/03/2010)	-31,3	-30,2	-46,8	-60,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Plaque A dble 100 mm (12/03/2010)	-27,0	-26,3	-34,3	-45,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Plaque A dble 170 mm (12/03/2010)	-27,3	-30,4	-14,0	-21,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Plaque A dble 240 mm (12/03/2010)	-33,5	-41,1	2,9	-1,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Plaque A dble 310 mm (09/03/2010)	-35,7	-40,1	12,8	6,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Plaque A dble 380 mm (09/03/2010)	-39,9	-41,8	23,6	14,3	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Roue simple (26/02/2010)	-42,8	-45,6	-55,7	-65,0	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,2*	
Roue dble 100 mm (12/01/2010)	**-51,0**	**-58,6**	-39,0	-48,1	charge 2x45 kN
Ecart-type	*2,8*	*2,8*	*1,1*	*1,1*	
Roue dble 170 mm (13/01/2010)	-43,4	-51,3	-15,9	-20,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Roue dble 240 mm (13/01/2010)	-43,1	-49,5	6,6	-0,9	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Roue dble 310 mm (13/01/2010)	-47,4	-49,8	19,8	12,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	
Roue dble 380 mm (13/01/2010)	-44,8	-48,1	26,9	21,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*1,1*	*1,1*	

Tableau 3.37. *Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 3*

Valeurs de déformation (µm/m)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A (27 07 10)	-77,0	-64,7	-154,7	-127,4	charge 45 kN
Ecart-type	*3,0*	*2,9*	*3,3*	*3,2*	
Plaque type A (03 09 10)	-83,0	-70,4	-165,5	-135,0	charge 45 kN
Ecart-type	*3,0*	*2,9*	*3,3*	*3,2*	
Plaque type A (29 09 10)	-117,9	-91,4	-167,4	-145,2	charge 45 kN
Ecart-type	*3,0*	*2,9*	*3,3*	*3,2*	
Plaque type C (03 09 10)	-86,3	-77,4	-206,4	-175,0	charge 60 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,3	3,2	
Plaque type C (29 09 10)	-127,9	-106,4	-225,3	-189,2	charge 60 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,3	3,2	
Plaque A dble 5 mm (07 09 10)	-51,3	-53,2	-261,6	-222,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,3	3,2	
Plaque A dble 50 mm (07 09 10)	-39,0	-43,6	-230,1	-192,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,3	3,2	
Plaque A dble 100 mm (08 09 10)	-35,2	-44,0	-204,9	-167,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,0	3,0	3,2	3,2	
Plaque A dble 170 mm (08 09 10)	-47,7	-52,3	-154,3	-126,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,0	3,0	3,2	3,2	
Plaque A dble 240 mm (08 09 10)	-58,3	-63,1	-122,5	-95,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,0	2,9	3,2	3,2	
Plaque A dble 310 mm (08 09 10)	-74,6	-73,8	-99,0	-71,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,0	2,9	3,2	3,2	
Plaque A dble 380 mm (08 09 10)	-106,7	-79,7	-57,0	-41,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,0	2,9	3,2	3,2	
Roue (23 09 10)	-119,0	-92,6	-187,9	-151,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,3	3,2	
Roue dble 100 mm (22 09 10)	-102,9	-91,3	-200,9	-168,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,2	3,0	3,2	3,2	
Roue dble 170 mm (22 09 10)	-99,6	-93,9	-155,1	-130,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,2	3,2	
Roue dble 240 mm (23 09 10)	-115,5	-96,3	-105,7	-97,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,2	3,2	
Roue dble 310 mm (23 09 10)	-127,5	-97,5	-67,2	-66,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,1	3,0	3,2	3,2	
Roue dble 380 mm (23 09 10)	-127,8	-93,6	-37,9	-38,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	3,0	2,9	3,2	3,2	

Tableau 3.38. *Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 4*

Valeurs de contraintes (MPa)	Extrapolation IIS		Extrapolation CECA		
	Plat Nord	**Plat Sud**	**Auget Nord**	**Auget Sud**	**Chargement**
Plaque type A 27 07 10	-16,2	-13,6	-32,5	-26,8	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type A 03 09 10	-17,4	-14,8	-34,8	-28,4	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type A (29 09 10)	-24,8	-19,2	-35,2	-30,5	charge 45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type C 03 09 10	-18,1	-16,2	-43,3	-36,8	charge 60 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque type C (29 09 10)	**-26,9**	**-22,3**	-47,3	-39,7	charge 60 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 5 mm (07 09 10)	-10,8	-11,2	**-54,9**	**-46,7**	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 50 mm (07 09 10)	-8,2	-9,1	-48,3	-40,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 100 mm (08 09 10)	-7,4	-9,2	-43,0	-35,2	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 170 mm (08 09 10)	-10,0	-11,0	-32,4	-26,6	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 240 mm (08 09 10)	-12,2	-13,3	-25,7	-20,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 310 mm (08 09 10)	-15,7	-15,5	-20,8	-15,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Plaque A dble 380 mm (08 09 10)	-22,4	-16,7	-12,0	-8,7	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue (23 09 10)	-25,0	-19,5	-39,5	-31,8	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 100 mm (22 09 10)	-21,6	-19,2	-42,2	-35,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 170 mm (22 09 10)	-20,9	-19,7	-32,6	-27,5	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 240 mm (23 09 10)	-24,2	-20,2	-22,2	-20,4	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 310 mm (23 09 10)	-26,8	-20,5	-14,1	-14,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,7*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	
Roue dble 380 mm (23 09 10)	-26,8	-19,7	-8,0	-8,0	charge 2x45 kN
Ecart-type	*0,6*	*0,6*	*0,7*	*0,7*	

Tableau 3.39. *Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 4*

En regardant l'ensemble des résultats, nous constatons que la roue seule semble plus sévère que la plaque type A pour le corps d'épreuve revêtu de béton bitumineux. On observe l'inverse sur le corps d'épreuve sans revêtement et sur les corps d'épreuve recouverts de BFUP.

Pour les corps d'épreuve 1 et 3, nous constatons à travers les tableaux ci-dessus que pour les valeurs extrapolées sur la tôle de platelage, la configuration la plus sévère est celle correspondant à deux roues

espacées de 100 mm. Pour les valeurs extrapolées sur la tôle des augets, la configuration la plus sévère est celle avec deux plaques A espacées de 5 mm, configuration non prise en compte dans l'Eurocode 1 partie 2 [134]. Les valeurs maximales sont en gras dans le Tableau 3.33 et Tableau 3.37. Pour les corps d'épreuve 1 et 3 les contraintes obtenues au pied du cordon de soudure sur la tôle de platelage, soit 60,3 MPa et 58,6 MPa respectivement, sont inférieures à la classe de détail préconisée par l'Eurocode 3 partie 1-9 (71 MPa ou 100 MPa) [135] (voir section 1.3.1) et inférieures à celles définie par Kolstein (125 MPa) [103].

Pour la tôle nue et dans les cas de charge, plaque type A, plaque type C, roue de camion et deux plaques type A espacées de 5 mm, les contraintes extrapolées au pied du cordon de soudure au niveau de l'auget, soit 71,0 MPa, 78,6 MPa et 84,2 MPa respectivement, sont supérieures à la classe de détail préconisée par l'Eurocode 3 partie1-9 (71 MPa) [135], mais inférieures à celle de Kolstein (90 MPa) [103].

Pour le corps d'épreuve revêtu de béton bitumineux les valeurs extrapolées sur la tôle des augets pour la charge deux plaques écartées de 5 mm dépassent expérimentalement sur un des augets la contrainte maximale donnée par la classe de détail de l'Eurocode 3 partie 1-9, mais pas celle donnée par Kolstein. Dans tous les autres cas, la classe de détail est respectée. Il est donc clairement pertinent de revêtir la tôle nue d'une couche de 70 mm de BB. Néanmoins la marge est assez faible pour plusieurs configurations.

Pour les corps d'épreuve revêtus de BFUP (corps d'épreuve 2 et 4), nous constatons que la configuration la plus sévère pour les soudures côté auget et côté platelage est la configuration avec une plaque type C chargée à 60 kN (prise en compte dans l'Eurocode 1 partie 2) et avec deux plaque type A écartées de 5 mm chargées à 45 kN chacune (non prise en compte par l'Eurocode 1 partie 2). Pour ces deux corps d'épreuve quelle que soit la configuration testée, on se trouve nettement en dessous des classes de détail proposées par l'Eurocode 3 partie 1-9 ou par Kolstein, y compris en intégrant la dispersion expérimentale.

Charge plaque type A (45 kN)	σ_P		σ_A	
	Sud	Nord	Sud	Nord
Tôle nue 14 mm	53 MPa	54 MPa	71 MPa	63 Mpa
Tôle 14 mm + BB	35 MPa	39 MPa	49 MPa	58 Mpa
Tôle 10 mm + BFUP (treillis)	43 MPa	44 Mpa	36 MPa	45 Mpa
Tôle 12 mm + BFUP (goujons)	19 MPa	25 MPa	31 MPa	35 Mpa
Classe de détail EC3 1-9	**100 MPa**		**71 MPa**	
Classe de détail Kolstein	**125 MPa**		**90 MPa**	

Tableau 3.40. *Contraintes géométriques de fatigue pour les différentes corps d'épreuve testés*

Le Tableau 3.40 résume les contraintes géométriques de fatigue au niveau de la tôle de platelage (σ_P) et au niveau de l'âme des augets (σ_A) déterminées après extrapolation, lors des essais statiques avec une plaque de type A et une charge de 45 kN. Il donne 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 partie 1-9, et par Kolstein. Les valeurs présentées pour le corps d'épreuve 2 ne sont pas celles du Tableau 3.35. Ce sont les résultats de l'essai statique après l'essai de fatigue du 18/11/2009, dernier essai sur ce corps d'épreuve 2.

3.3. Résultats des essais dynamiques

Des essais dynamiques correspondant à un chargement de fatigue ont été réalisés sur le corps d'épreuve revêtu de béton bitumineux et sur les corps d'épreuve revêtu de BFUP, pour vérifier la stabilité du comportement et s'assurer de l'absence de l'évolution des contraintes au droit des soudures critiques au fil des cycles. Les résultats de chacune des structures testées sont présentés dans une section spécifique.

Les corps d'épreuve ont été soumis à deux millions de cycles de chargement d'étendue de variation 110 kN (très proche de 70 % de la charge ELS) à une fréquence de 1 Hz. Ces deux millions de cycles correspondent à 100 ans de trafic lourd représenté par deux millions d'essieux de 90 kN par an (voir la Figure 2.31 de la section 2.2.2 du Chapitre 2). Les essais de fatigue ont été réalisés avec la configuration plaque type A qui s'est avérée, pour un même niveau de chargement, la plus pénalisante pour le détail étudié (auget – tôle de platelage entre pièces de ponts).
Entre le début et la fin des essais de fatigue, huit essais « quasi statiques » de charge et décharge entre 0 et 150 kN ont été réalisés, soit après 10 cycles, 100, 1.000, 10.000, 100.000, 500.000, 1.000.000 et à 2.000.000 cycles. Les dispositifs de chargement des essais dynamiques ont été détaillés en section 2.2.2.

Les essais de fatigue se sont déroulés avec toute l'instrumentation présentée précédemment (section 2.3 et Annexe 7), spécifique à chacun des corps d'épreuve.
Comme il n'est pas possible d'enregistrer en permanence le signal des 80 voies de mesure pendant 2 millions de cycles, on ne déclenche l'acquisition des voies de mesure que dans le cas où des variations suffisamment significatives dans le comportement de la structure sont constatées.
Ainsi, trois voies de mesure, que nous appellerons V_i avec i=1,2 ou 3 ont été scrutées en permanence, en plus de la valeur du chargement appliqué à la structure. Lorsque l'on atteint le maximum, respectivement le minimum, de la charge appliquée à la structure, nous comparons ces trois valeurs (appelées $V_{i,max}$ respectivement $V_{i,min}$) avec les valeurs précédemment enregistrées au maximum (respectivement minimum) de la charge ($V_{i,max,stockée}$ resp. $V_{i,min,stockée}$). Si de ces comparaisons il résulte une différence supérieure à une certaine tolérance par nous définie, alors nous déclenchons l'acquisition pour le maximum (resp. minimum) et le minimum (resp. maximum) suivant de la force exercée par le vérin.
Les trois voies scrutées en permanence correspondent à :

- la flèche au centre de la structure sur l'axe AA' ;
- la déformation au centre en fibre inférieure de la tôle de platelage sur l'axe AA' ;
- la déformation sous la tôle de platelage la plus proche du pied du cordon de soudure sur l'axe AA'.

3.3.1. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP)

L'amplitude du chargement au cours des cycles est représentée sur la Figure 3.120.
L'amplitude moyenne sur les deux millions de cycles est de 108,0 kN.

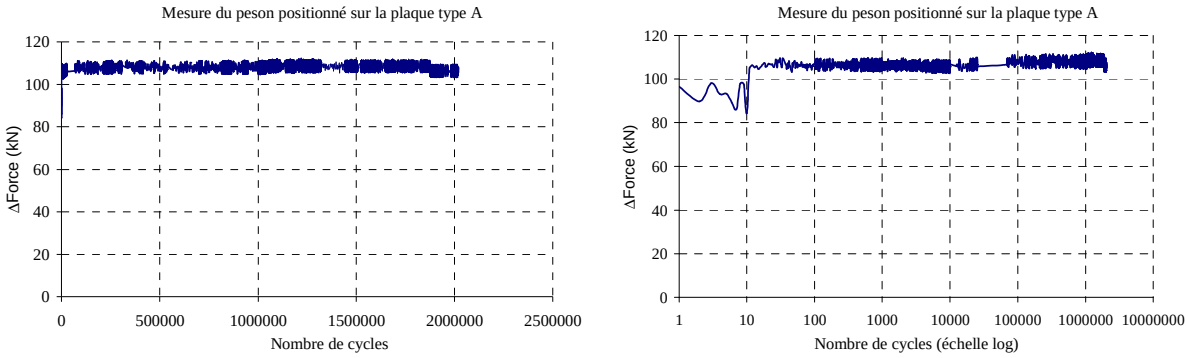


Figure 3.120. *Evolution de l'amplitude de la charge appliquée en fonction du nombre de cycles*

Sur les dix premiers cycles de chargement, les mesures du corps d'épreuve 10 mm + BFUP ont été relevées à l'aide d'une acquisition classique à une fréquence d'acquisition donnée. L'acquisition n'est donc pas effectuée pour les valeurs minimales et maximales exactes. Il n'est donc pas étonnant d'avoir des amplitudes apparentes plus faibles sur les graphiques de la Figure 3.120 ci-dessus. Après les dix premiers cycles, l'acquisition a été réalisée à partir d'un programme d'acquisition développé spécialement pour la fatigue comme expliqué précédemment.

La Figure 3.121 montre l'évolution de la flèche centrale (FL 4) en fonction du nombre de cycles. Pour mieux visualiser la variation de la flèche nous avons fait un zoom sur l'axe des ordonnées et adopté une échelle logarithmique pour les cycles.
L'interprétation de cette figure est délicate en raison des petites variations dans l'amplitude de la force appliquée, notamment au début des cycles.

On a donc représenté l'évolution des souplesses en flèches mesurées sur l'axe AA' à différents stades de l'essai de fatigue et comparé avec la souplesse obtenue lors de l'essai statique avec plaque A seule du 09/10/2009 réalisé juste avant le début de l'essai de fatigue (voir planning Annexe 8) et avec la souplesse obtenue au cours de l'essai statique avec plaque A seule du 18/11/2009 réalisé après l'essai de fatigue. Les souplesses lors des essais statiques sont calculées en prenant en compte des valeurs de chargement F = 10 kN et F = 120 kN, soit pratiquement les mêmes valeurs qu'au cours de l'essai en fatigue

(Figure 3.122). Pour l'essai dynamique le numéro indiqué dans la légende représente le numéro des cycles où la mesure a été effectuée.

Sur le graphique de la Figure 3.123 (zoom sur les flèches plus au centre du corps d'épreuve), nous remarquons une perte de rigidité en flèche d'environ 4 % entre l'essai dynamique à un million de cycles et l'essai dynamique à deux millions de cycle. Le même comportement est observé si on compare l'essai statique avant et l'essai statique après l'essai de fatigue. Les souplesses de l'essai statique sont peu différentes des souplesses en dynamique : inférieure à 5 %.

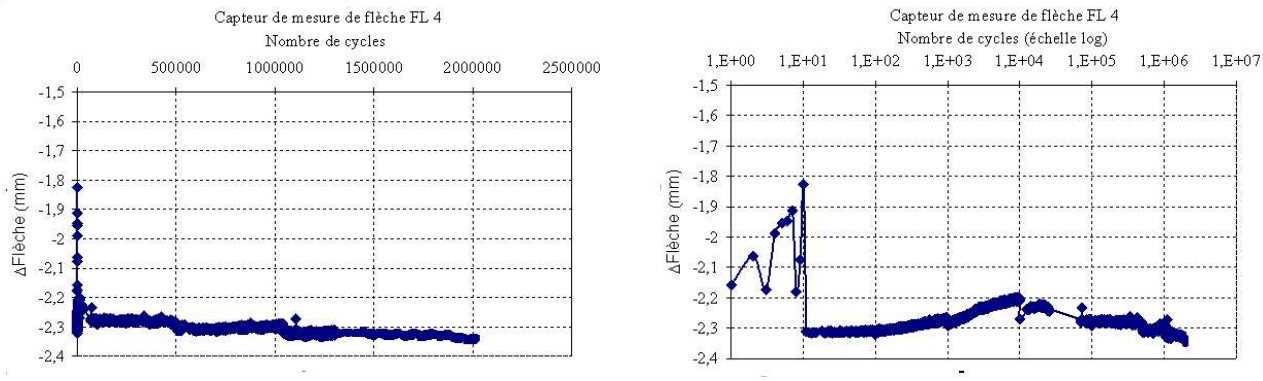


Figure 3.121. *Evolution de l'amplitude de la flèche (mm) mesurée au centre du corps d'épreuve 2*

L'évolution de la souplesse mesurée sur la flèche centrale (FL 4) est comparée à la souplesse obtenue sur les essais statiques du 09/10/09, représentée par une ligne continue foncée, et du 18/11/09, représentée par une ligne continue claire (Figure 3.124).

La Figure 3.125 est la même que la figure précédente sauf que nous avons fait un zoom sur l'axe des ordonnées pour rendre plus facile la visualisation de l'évolution de la souplesse en terme de flèche.

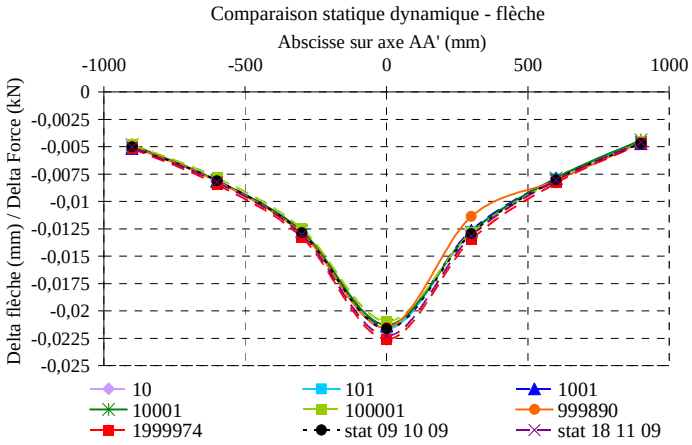


Figure 3.122. *Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 2)*

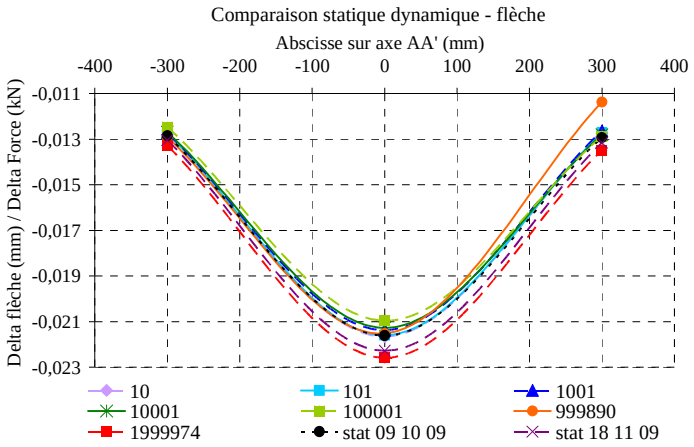


Figure 3.123. *Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 2) - zoom sur les flèches plus au centre du corps d'épreuve*

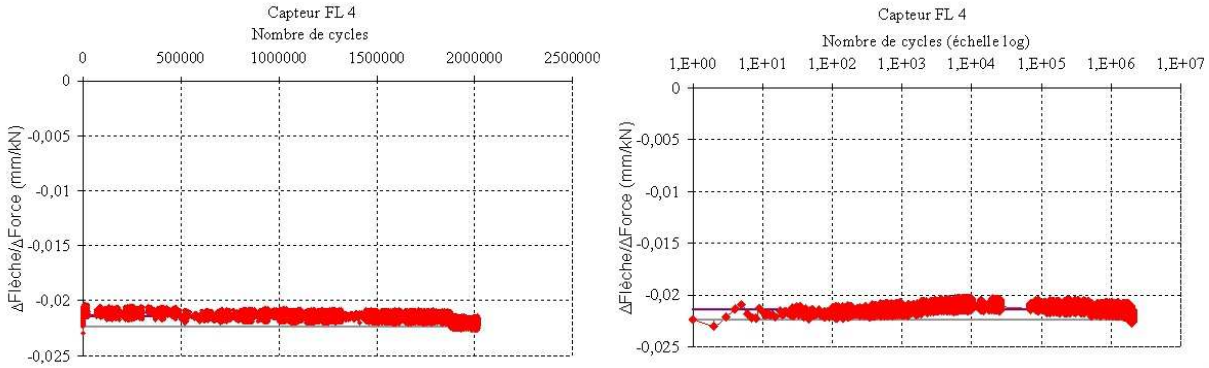


Figure 3.124. *Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 2*

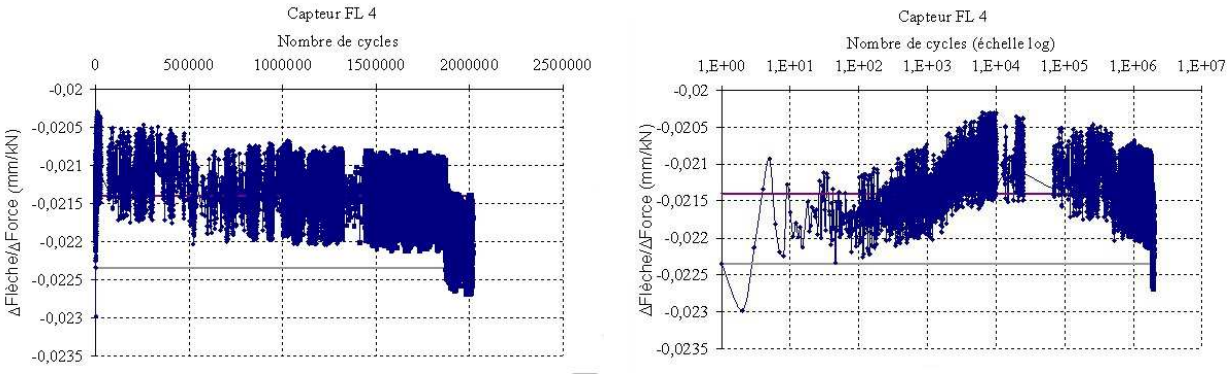


Figure 3.125. *Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 2 (zoom sur l'axe y)*

Après un accroissement de la rigidité au début de l'essai, il semble y avoir une stabilisation avant une transition assez rapide vers environ 1 800 000 cycles avec un léger assouplissement qui se stabilise immédiatement. La variation est inférieure à 3 %.

La Figure 3.126 répresente la souplesse en déformation transversale mesurée au centre du corps d'épreuve (BD 36 – voir plan de la Figure A.28 dans l'Annexe 7).

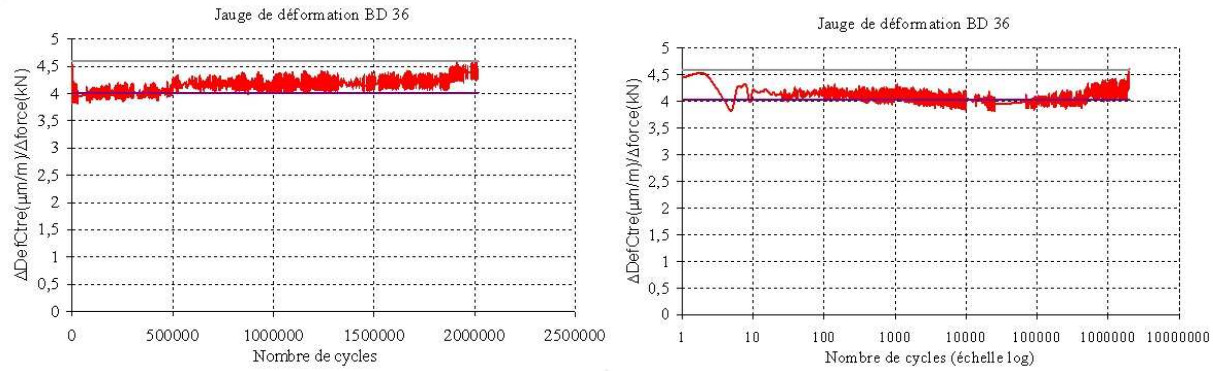


Figure 3.126. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée au centre du corps d'épreuve 2 au-dessous de la tôle de platelage*

La transition vers 1 800 000 cycles est également visible en ce qui concerne la déformation transversale au centre du corps d'épreuve. Ici la variation est plutôt de l'ordre de 5 %.

La souplesse en déformation mesurée à 2 mm de la soudure nord sur l'axe AA'(CH 28 – voir plan de la Figure A.28 dans l'Annexe 7) est tracée dans le graphique de la Figure 3.127.

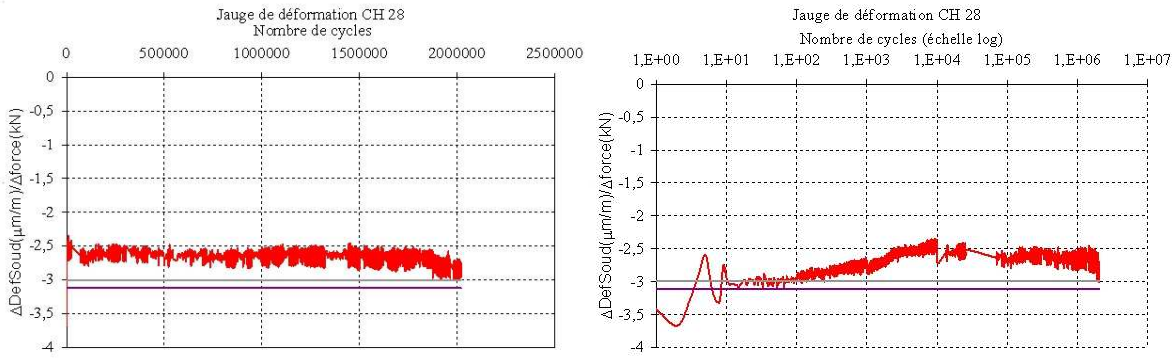


Figure 3.127. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 2 mm de la soudure nord au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 2*

Visuellement moins marquée sur les graphiques, mais tout à fait significative, on observe, comme pour les autres mesures, une augmentation de la souplesse juste avant la fin de l'essai pour la jauge CH 28, près du cordon de soudure nord. La variation vaut environ 8 %, si on analyse le début et la fin de l'essai, et plutôt 20 % si on analyse le début et à mi-parcours de l'essai.

Nous nous intéresserons par la suite aux souplesses en déformation transversale le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 au cours des cycles de fatigue (Figure 3.128).

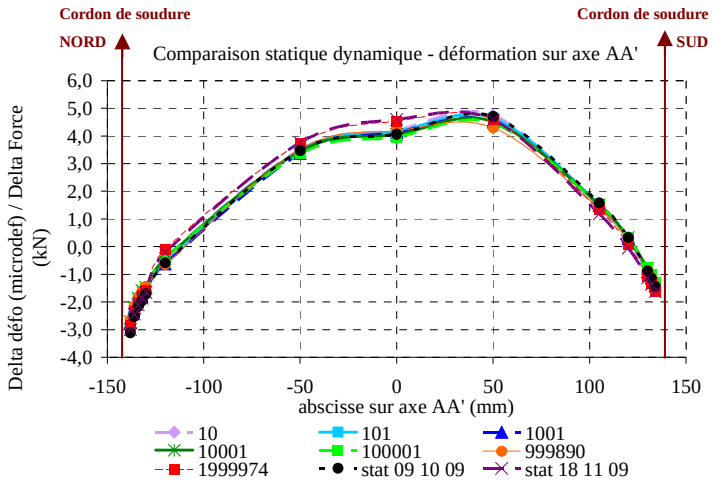


Figure 3.128. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage sur l'axe AA' (corps d'épreuve 2)*

On observe une évolution de la souplesse au cours des cycles de fatigue, notamment entre un million et deux millions de cycles.

Au centre de la structure, le corps d'épreuve 2 est entre 7 et 13 % plus souple à 1 million de cycles qu'à deux millions. Un comportement similaire, variation entre 8 et 12%, est observé lorsqu'on compare l'essai statique juste avant l'essai de fatigue (essai du 09/10/2009) à celui après l'essai de fatigue (essai du 18/11/2009). La différence de souplesse en déformation de l'essai statique et de l'essai dynamique pour ces mesures est de 7 à 9 %. Néanmoins il peut s'agit d'une amplification locale, si on prend la mesure à 50 mm côté sud la différence est beaucoup moins nette.

Comme en 3.2.4 on a calculé les valeurs extrapolées de déformation sous la tôle de platelage ou sur l'auget au niveau du cordon de soudure au cours de l'essai de fatigue, de façon à obtenir les contraites géométrique au point chaud.

Les tableaux ci-après, Tableau 3.41, Tableau 3.42 et Tableau 3.43, donnent respectivement les souplesses au niveau des déformations extrapolées près du cordon de soudure et les amplitudes de déformation et de contrainte correspondantes pour l'essai statique du 09/10/09 (juste avant l'essai de fatigue) et l'essai statique du 18/11/09 (après l'essai de fatigue). Les amplitudes sont calculées à partir des valeurs mesurées à F= 10 kN et F = 120 kN.

Au vu de ces tableaux il est assez difficile de dégager une tendance dans les valeurs extrapolées pendant l'essai de fatigue à 1 Hz. L'assouplissement constaté sur les autres paramètres ne se retrouve pas vraiment dans ces tableaux. La différence entre l'essai du 09/10/09 et l'essai du 18/11/09 est de l'ordre de 4 % pour

les déformations extrapolées au-dessous de la tôle de platelage, et de l'ordre de 2 % pour celles obtenues au niveau de l'âme des augets.

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets	
	Soudure Nord	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Sud
10	-2,188	-2,929	-3,727	-3,453
101	-2,408	-2,889	-3,757	-3,372
1001	-2,293	-2,751	-3,807	-3,305
10001	-2,249	-2,716	-3,479	-3,174
100001	-2,162	-2,672	-3,564	-3,129
999890,423	-2,211	-2,643	-3,509	-3,100
1999974,22	-2,471	-2,865	-3,712	-3,339
stat 09 10 09	-2,364	-3,069	-3,645	-3,301
stat 18 11 09	-2,471	-2,973	-3,724	-3,350

Tableau 3.41. *Valeur de souplesse en déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m/kN)*

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets	
	Soudure Nord	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Sud
10	-240,7	-322,3	-410,0	-379,8
101	-264,8	-317,8	-413,3	-371,0
1001	-252,2	-302,7	-418,8	-363,6
10001	-247,4	-298,7	-382,7	-349,2
100001	-237,9	-294,0	-392,1	-344,2
999890,423	-243,2	-290,7	-386,0	-341,0
1999974,22	-271,8	-315,1	-408,4	-367,3
stat 09 10 09	-260,0	-337,6	-400,9	-363,1
stat 18 11 09	-271,8	-327,0	-409,6	-368,5

Tableau 3.42. *Amplitude de déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m)*

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets	
	Soudure Nord	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Sud
10	-50,5	-67,7	-86,1	-79,8
101	-55,6	-66,7	-86,8	-77,9
1001	-53,0	-63,6	-88,0	-76,4
10001	-52,0	-62,7	-80,4	-73,3
100001	-49,9	-61,7	-82,4	-72,3
999890,423	-51,1	-61,0	-81,1	-71,6
1999974,22	-57,1	-66,2	-85,8	-77,1
stat 09 10 09	-54,6	-70,9	-84,2	-76,3
stat 18 11 09	-57,1	-68,7	-86,0	-77,4

Tableau 3.43. *Amplitude de contrainte extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en MPa)*

Les déformations extrapolées dans les essais statiques sont légèrement supérieures à celles de l'essai dynamique : entre 5 et 7 % pour les déformations extrapolées au-dessous de la tôle de platelage, et de l'ordre de 2 % pour celles obtenues au niveau de l'âme des augets.

La Figure 3.129 et la Figure 3.130 montrent l'évolution des contraintes géométrique de fatigue (contrainte géométrique au point chaud) au cours du chargement cyclique pour l'extrapolation au niveau du platelage et au niveau de l'âme des augets respectivement. Au vu de ces résultats, nous constatons que ces contraintes sont assez stables pour le corps d'épreuve 2.
Signalons également que celles extrapolées sur la tôle de platelage ne sont pas des fonctions linéaires de la charge appliquée. Leur allure tend à être concave.

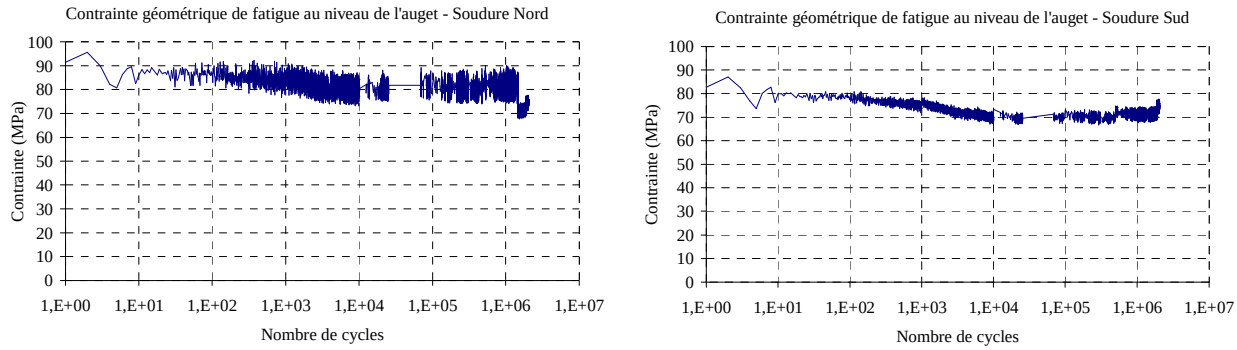


Figure 3.129. *Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – auget soudure nord et sud, corps d'épreuve 2*

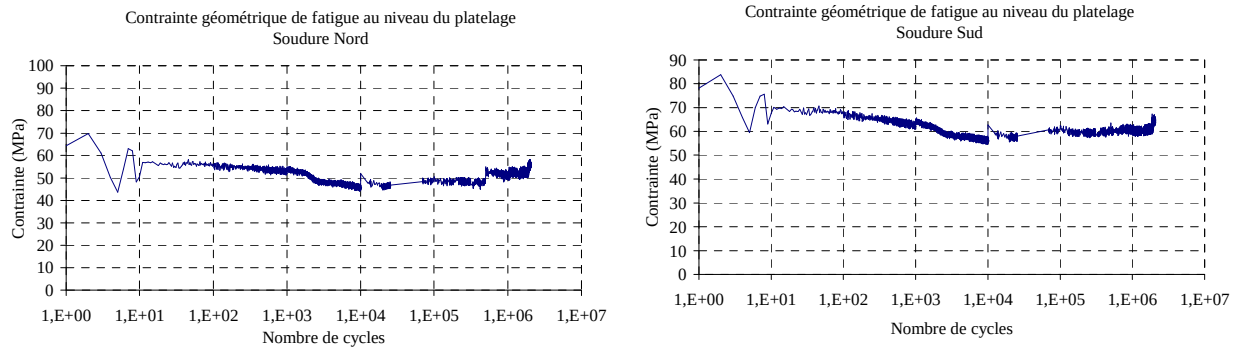


Figure 3.130. *Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – platelage soudure nord et sud, corps d'épreuve 2*

Les valeurs mesurées lors des essais statiques réalisées à différentes étapes au cours de l'essai de fatigue sont récapitulées dans le Tableau 3.44.

	Flèche centre FL 4 (mm)	Extrapolation contrainte (MPa)			
		Tôle nord	Tôle sud	Auget nord	Auget sud
stat 09 10 09	-1,081	-42,3	-42,7	-34,2	-40,6
cycle 10	-1,077	-42,9	-43,9	-35,9	-43,6
cycle 100	-1,061	-40,8	-44,4	-34,1	-42,9
cycle 1000	-1,062	-42,3	-45,5	-34,1	-41,7
cycle 10000	-1,07	-41,0	-43,4	-35,4	-42,9
cycle 100000	-1,11	-43,1	-45,5	-36,8	-44,9
cycle 500000	-1,115	-40,4	-44,6	-35,0	-43,3
cycle 1000000	-1,139	-42,9	-45,9	-35,7	-44,7
stat 18 11 09	-1,138	-42,8	-44,1	-36,1	-45,0

Tableau 3.44. *Flèche et extrapolation à partir des essais statiques réalisés avant, pendant et après l'essai de fatigue pour une charge de 45 kN avec la plaque type A*

Les mesures réalisées en statique pendant l'essai de fatigue semblent confirmer une tendance à l'assouplissement au niveau des flèches et des extrapolations de contrainte en pied de cordon de soudure. Les variations sont de l'ordre 7 % pour les flèches, 7 % pour les contraintes extrapolées au niveau de la tôle de platelage et 9 % pour les contraintes extrapolées au niveau de l'auget.

Pour le suivi de la température en fibre supérieure (T 2) et en fibre inférieure (T 1) du corps d'épreuve la sonde de température placée sous le corps d'épreuve (T 1) a été mise sous l'auget et non directement sous la tôle de platelage. On n'observe pas le phénomène d'échauffement de la tôle de platelage sur le corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP (Figure 3.131).

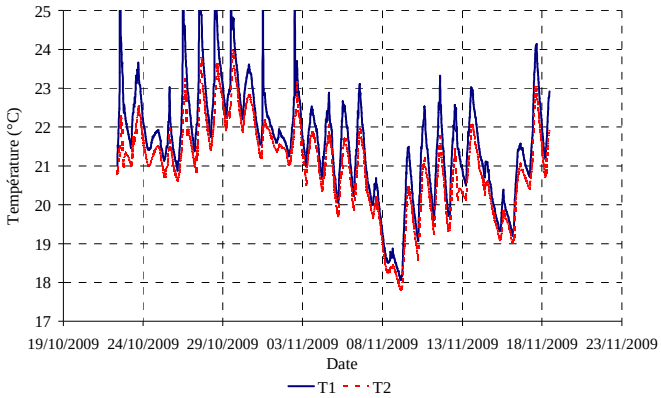


Figure 3.131. *Evolution de la température au-dessous de la dalle de 10 mm (T 1) et en fibre supérieure du BFUP (T 2)*

Le seuil d'endommagement semble être supérieur à 45 kN, pas d'évolution au cours des essais statiques avec chargement roue, et vraisemblablement du même ordre de grandeur que la charge cyclique appliquée (charge variant de 10 kN à 120 kN), puisque l'évolution du comportement est somme toute assez modérée au cours de l'essai de fatigue.

3.3.2. Corps d'épreuve n° 3 (Tôle de 14 mm revêtue de BB)

Les essais de fatigue programmés sur le corps d'épreuve n° 3 n'ont pu être menés à leur terme. La réalisation de l'évidement sur la partie basse de l'auget pour le positionnement d'une instrumentation supplémentaire a en effet créé des points de concentration de contrainte très sensibles aux chargements de fatigue. On récapitule néanmoins ci-après les résultats des cycles appliqués.

La Figure 3.132 montre l'évolution de la souplesse calculée avec l'étendue de variation de la flèche mesurée sous la charge appliquée en fonction du nombre de cycles (on calcule la souplesse en prenant ΔFlèche au centre/ΔForce appliquée au cours des cycles, c'est-à-dire avec une force variant entre 10 et 120 kN). La perte significative de souplesse qui apparaît entre 150 000 et 200 000 cycles correspond à la propagation d'une fissure de fatigue amorcée sur un des côtés du trou réalisé dans l'auget. La Figure 3.133 montre cette fissure à 360 000 cycles lorsque l'essai a été arrêté.

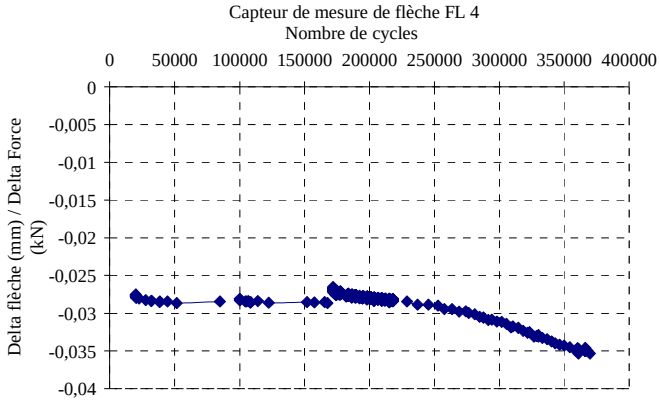


Figure 3.132. *Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 3*

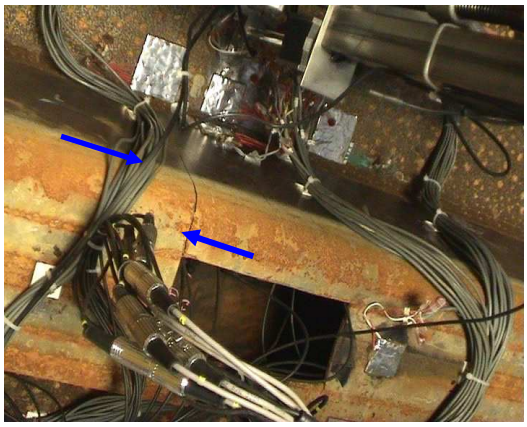


Figure 3.133. *Fissure de fatigue dans l'auget amorcée au niveau du trou réalisé pour compléter l'instrumentation (position indiquée par les flèches)*

Nous avons également constaté un poinçonnement important du revêtement sous la surface de charge comme le montre la Figure 3.134. L'enfoncement mesuré après 170 000 cycles était égal à 25 mm, deux heures après avoir supprimé la charge nous avons mesuré une profondeur rémanente d'environ 20 mm.

Figure 3.134. *Orniérage du matériau béton bitumineux pendant l'essai de fatigue*

Lors du test réalisé une charge variant entre 10 et 120 kN était appliquée au travers d'une plaque de dimension 220 x 320 mm. La pression exercée atteint donc 1,7 MPa à chaque cycle. Cette pression est trop importante pour un matériau de type béton bitumineux. L'essai français de référence pour le dimensionnement des chaussées propose en effet une pression limitée à 0,67 MPa (cohérente avec une pression maximale des pneumatiques de 0,9 MPa).

Diminuer l'amplitude de charge appliquée aurait cependant conduit à une augmentation du nombre de cycles difficilement compatible avec la durée du projet Orthoplus.

L'amplitude de la charge de fatigue était trop élevée, elle a conduit à un poinçonnement du revêtement après quelques dizaines de milliers de cycles. Les délais pour réaliser le programme expérimental sur les corps d'épreuve du projet n'auraient de toute façon pas permis de faire les essais de vérification en fatigue avec une amplitude de charge en dessous de la limite de poinçonnement. Cela soulève donc le problème de la faisabilité d'un test de fatigue de structure métallique avec revêtement type béton bitumineux, à moins de venir remplacer celui-ci régulièrement pendant l'essai de fatigue.

Toutefois nous pouvons noter que sur les 150 000 premiers cycles, le comportement global (souplesse en flèche) et les déformations à 6 mm du cordon de soudure au-dessous de la tôle platelage (CH 8 et CH 25 – voir plan de la Figure A.30 dans l'Annexe 7) et sur la tôle de l'auget (CH 7 – voir plan de la Figure A.30 dans l'Annexe 7) n'ont pas évolué, comme le montrent la Figure 3.132, la Figure 3.135, et la Figure 3.136.

Les déformations sur la tôle d'auget côté sud (CH 26 à J 32 – voir plan de la Figure A.30 dans l'Annexe 7) n'ont pu être évaluées pendant l'essai cyclique en raison d'un problème technique lors de l'acquisition.
Les contraintes mesurées au cours des essais statiques semblent donc pertinentes pour valider le niveau de sollicitation auquel vont être soumises les soudures tout au long de la vie de l'ouvrage.

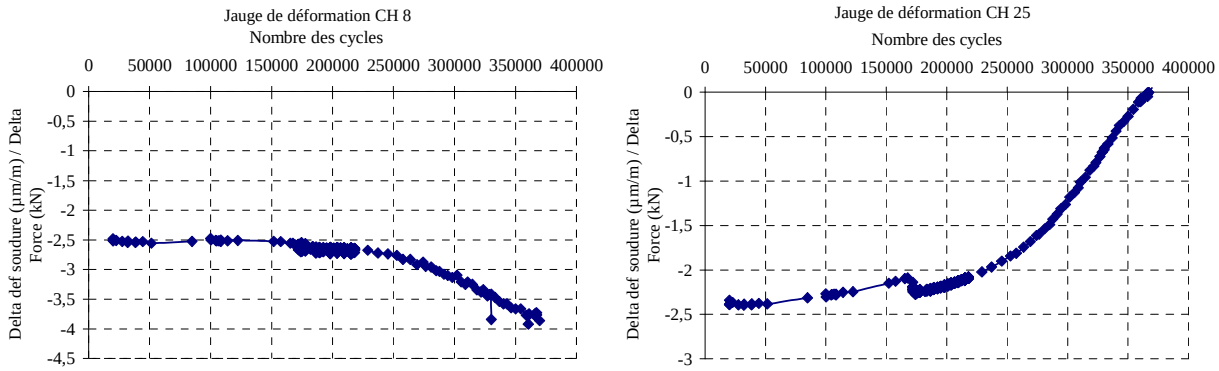


Figure 3.135. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 6 mm des soudures nord et sud au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 3*

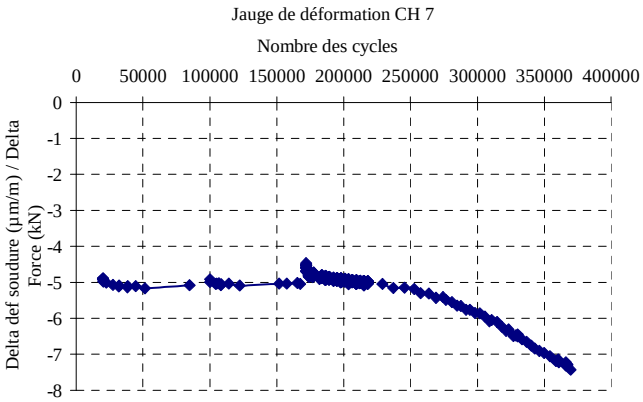


Figure 3.136. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 6 mm de la soudure nord sur la latérale de l'auget du corps d'épreuve 3*

Les tableaux ci-après, Tableau 3.45, Tableau 3.46 et Tableau 3.47, donnent respectivement les souplesses au niveau des déformations extrapolées près du cordon de soudure et les amplitudes de déformation et de contrainte correspondantes pour l'essai statique du 10/03/2010 (avant l'essai de fatigue). Les amplitudes sont calculées à partir des valeurs mesurées à F= 10 kN et F = 120 kN.

On constate que les souplesses en déformation extrapolée tirées de l'essai statique sont toujours plus importantes que celles issues de l'essai de fatigue. Autrement dit le comportement sous sollicitation dynamique est plutôt plus favorable que sous sollicitation statique. Par rapport à la contrainte géométrique de fatigue, l'écart entre l'essai statique du 10/03/2010 (avant la réalisation de l'essai de fatigue) et l'essai

dynamique avant l'apparition de la fissure (jusqu'à 200 000 cycles) est d'environ 18 % pour l'extrapolation au-dessous de la tôle de platelage, et de 7 % pour l'extrapolation sur l'âme des augets.

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets
	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Nord
51486	-3,371	-3,543	-5,254
100120	-3,208	-3,427	-5,006
151903	-3,114	-3,505	-5,116
200507	-3,088	-3,653	-5,000
252744	-2,761	-3,763	-5,250
301850	-2,069	-4,131	-5,802
349887	-1,089	-4,764	-6,890
369653	-0,757	-4,997	-7,712
stat 10 03 10	-3,970	-4,255	-5,541

Tableau 3.45. *Valeur de souplesse en déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m/kN)*

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets
	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Nord
51486	-370,8	-389,7	-577,9
100120	-352,9	-376,9	-550,7
151903	-342,6	-385,6	-562,8
200507	-339,7	-401,8	-550,0
252744	-303,7	-413,9	-577,5
301850	-227,6	-454,4	-638,2
349887	-119,8	-524,1	-757,9
369653	-83,3	-549,7	-848,3
stat 10 03 10	-436,7	-468,1	-609,5

Tableau 3.46. *Amplitude de déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m)*

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets
	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Nord
51486	-77,9	-81,8	-121,4
100120	-74,1	-79,2	-115,6
151903	-71,9	-81,0	-118,2
200507	-71,3	-84,4	-115,5
252744	-63,8	-86,9	-121,3
301850	-47,8	-95,4	-134,0
349887	-25,1	-110,1	-159,2
369653	-17,5	-115,4	-178,1
stat 10 03 10	-91,7	-98,3	-128,0

Tableau 3.47. *Amplitude de contrainte extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en MPa)*

La Figure 3.137 et la Figure 3.138 montrent l'évolution des contraintes géométrique de fatigue (contrainte géométrique au point chaud) au cours du chargement cyclique pour l'extrapolation au niveau du platelage et au niveau de l'âme des augets respectivement.

Après les 200 000 cycles, on note l'augmentation de la contrainte géométrique de fatigue du côté nord. Cette augmentation correspond à la propagation de la fissure de fatigue amorcée sur un des côtés du trou réalisé dans l'auget nord du corps d'épreuve. Avant cet endommagement le comportement de la structure était plutôt stable.

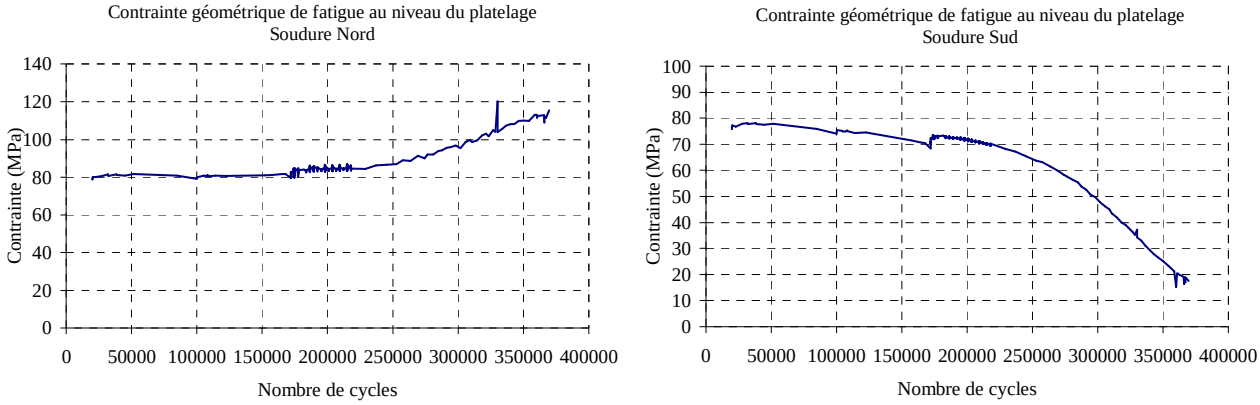


Figure 3.137. *Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – platelage soudure nord et sud, corps d'épreuve 3*

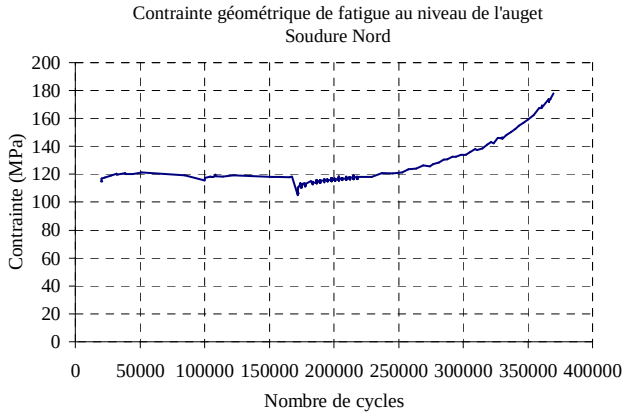


Figure 3.138. *Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – auget soudure nord, corps d'épreuve 3*

3.3.3. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP)

L'amplitude du chargement au cours du temps pour l'essai de fatigue du corps d'épreuve 4 est représenté sur la Figure 3.139. L'amplitude moyenne mesurée sur les deux millions de cycles est de 108,9 kN.

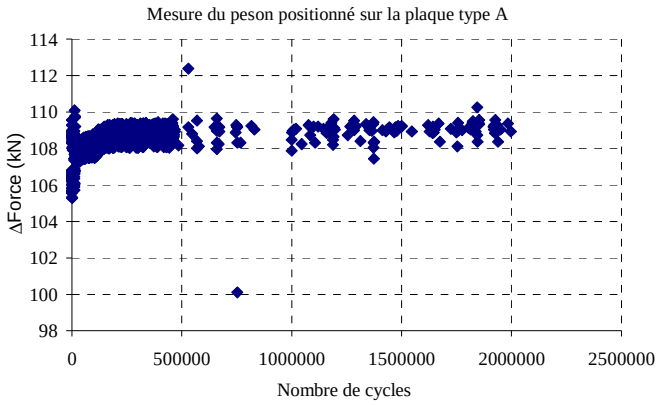


Figure 3.139. *Evolution de l'amplitude de la charge appliquée en fonction du nombre de cycles*

L'évolution de l'amplitude de la flèche centrale (FL 4) en fonction du nombre de cycles pour une variation de la force de consigne d'environ 110 kN est montrée sur la Figure 3.140. On constate un léger raidissement en début d'essai suivi d'une stabilisation, visible seulement sur le graphique à échelle logarithmique.

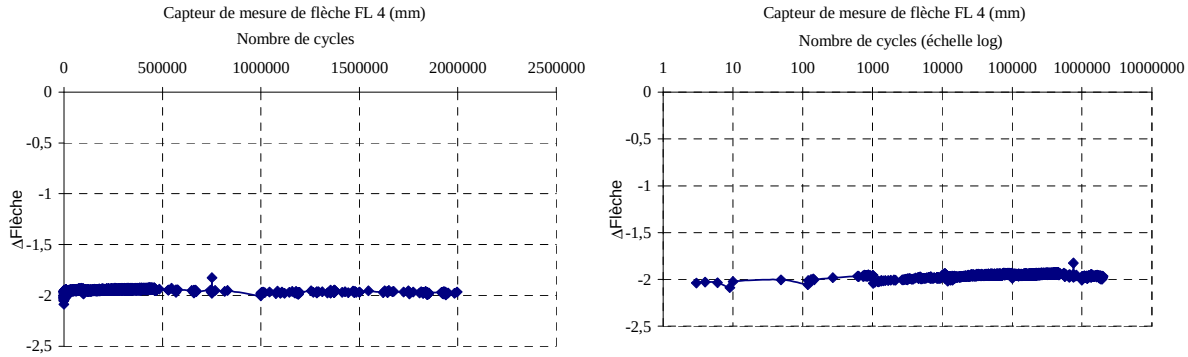


Figure 3.140. *Evolution de l'amplitude de la flèche (mm) mesurée au centre du corps d'épreuve 4*

Si on trace l'amplitude de la flèche relativement à l'amplitude de la force (ΔFlèche/ΔForce), valeur que nous appellerons par la suite souplesse en flèche, on trouve le diagramme suivant (Figure 3.141). La courbe continue indique la valeur trouvée lors de l'essai statique du 22/10/2010 soit après la fin de l'essai de fatigue (souplesse évaluée à partir des valeurs obtenues pour F = 10 kN et F = 120 kN).

L'évolution des souplesses en flèches mesurées sur l'axe AA' à différents stades de l'essai de fatigue est comparée à la souplesse obtenue lors de l'essai statique du 29/09/2010 avec plaque A seule (la souplesse sur l'essai statique est prise entre les valeurs de chargement F = 10 kN et F=120 kN, soit pratiquement les mêmes valeurs qu'au cours de l'essai en fatigue) et celui du 22/10/2010 après l'essai de fatigue (Figure 3.142). Le numéro présent dans la légende des graphiques de la Figure 3.142 indique le nombre de cycles déjà appliqués lorsque la mesure a été effectuée. Le graphique de la Figure 3.143 fait un zoom sur la zone entre les augets 2 et 3.

On constate que les souplesses en flèche tirées de l'essai statique sont toujours plus importantes que celles issues de l'essai de fatigue. Autrement dit le comportement sous sollicitation dynamique est plutôt plus favorable que sous sollicitation statique. Par rapport à la flèche au centre du corps d'épreuve 4, l'écart entre les mesures a varié de 7 % durant l'essai de fatigue, de 3 % entre l'essai statique du 29/09/2010 et l'essai statique du 22/10/2010, et d'environ 6 % entre l'essai statique avant la réalisation de la fatigue (29/09/2010) et l'essai dynamique.

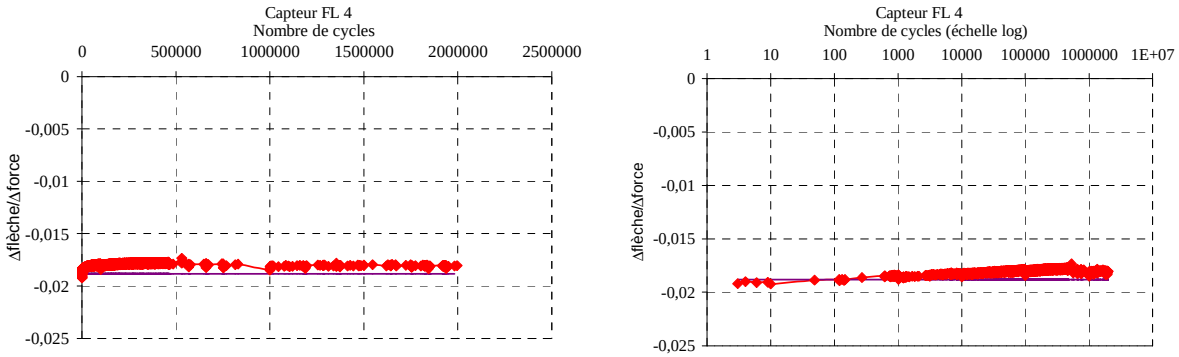


Figure 3.141. *Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 4*

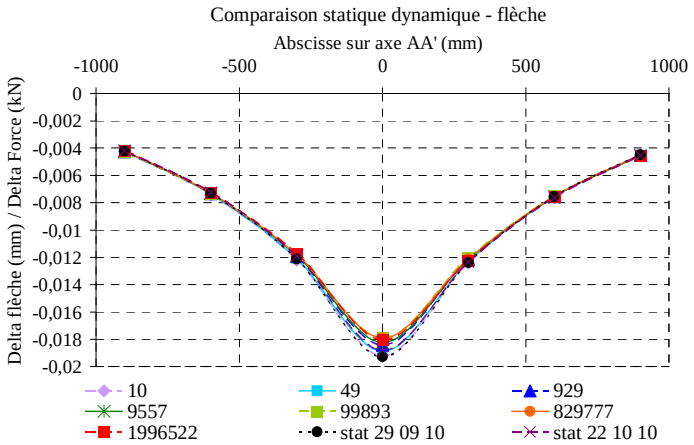


Figure 3.142. *Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 4)*

La variation de la souplesse en déformation transversale au centre du corps d'épreuve (BD 18 – voir plan de la Figure A.33 dans l'Annexe 7) est représentée sur les diagrammes de la Figure 3.144. La courbe continue indique la valeur trouvée lors de l'essai statique du 22/10/2010 soit après la fin de l'essai de fatigue (souplesse évaluée à partir des valeurs obtenues pour F = 10 kN et F = 120 kN).

On observe un raidissement au cours des premiers cycles puis un léger assouplissement.

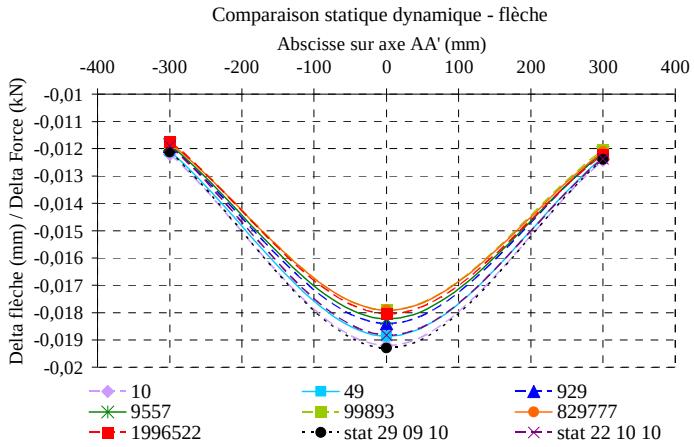


Figure 3.143. *Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 4) - zoom sur les flèches plus au centre du corps d'épreuve*

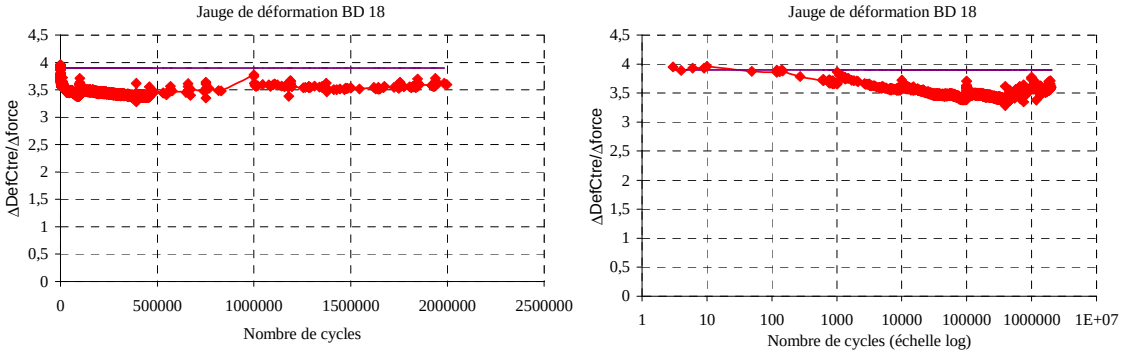


Figure 3.144. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée au centre du corps d'épreuve 4 au-dessous de la tôle de platelage*

Les souplesses en déformation mesurée à 3 mm de la soudure sud en fibre inférieure de la tôle de platelage (CH 11 – voir plan de la Figure A.33 dans l'Annexe 7) sont tracées sur la Figure 3.145, la valeur issue de l'essai statique du 22/10/10 étant indiquée par une ligne continue. La tendance, déjà vérifié par d'autres mesures, de la structure à se raidir semble se stabiliser à la fin des cycles.

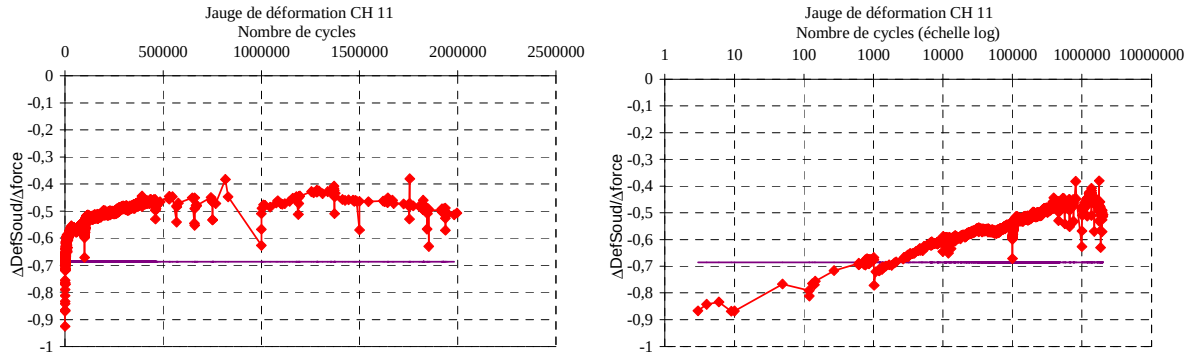


Figure 3.145. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 3 mm de la soudure sud au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 4*

Les souplesses en déformation transversale le long de l'axe AA', entre les augets 2 et 3, sont présentées au cours des cycles de fatigue et comparées avec celles tirées de l'essai statique du 29/09/2010 et également avec celles de l'essai statique après fatigue du 22/10/2010 (Figure 3.146).

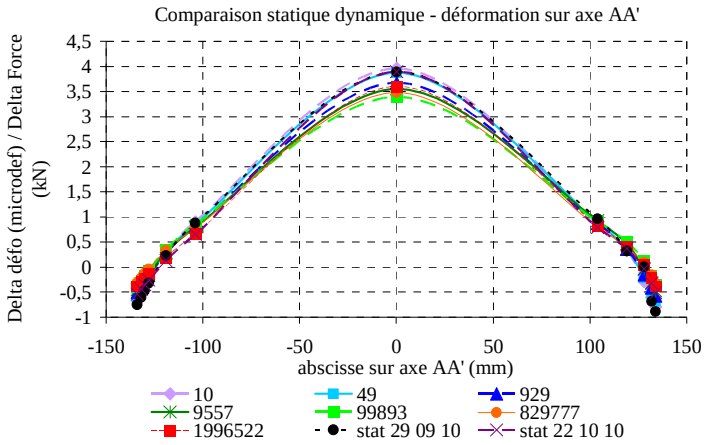


Figure 3.146. *Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage sur l'axe AA' (corps d'épreuve 4)*

Le Tableau 3.48 donne les souplesses associées aux déformations extrapolées jusqu'au pied du cordon de soudure et les éventails de déformation correspondants pour l'essai statique du 29/09/2010 et l'essai statique du 22/10/2010 (après l'essai de fatigue). Le même tableau est construit pour représenter les amplitudes de déformation extrapolée et les amplitudes de contrainte extrapolée (Tableau 3.49 et Tableau 3.50).

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets
	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Sud
10	-1,015	-1,208	-3,114
49	-0,901	-1,071	-2,996
929	-0,785	-0,937	-2,831
9557	-0,713	-0,841	-2,799
99893	-0,649	-0,761	-2,683
829777	-0,538	-0,658	-2,714
1996522	-0,576	-0,753	-2,705
stat 29 09 10	-1,109	-1,622	-3,118
stat 22 10 10	-0,770	-0,906	-2,904

Tableau 3.48. *Valeur de souplesse en déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m/kN)*

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets
	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Sud
10	-111,7	-132,9	-342,6
49	-99,1	-117,8	-329,6
929	-86,4	-103,1	-311,4
9557	-78,4	-92,5	-307,9
99893	-71,4	-83,8	-295,1
829777	-59,1	-72,4	-298,6
1996522	-63,4	-82,8	-297,5
stat 29 09 10	-121,9	-178,4	-343,0
stat 22 10 10	-84,7	-99,7	-319,4

Tableau 3.49. *Amplitudes de déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m)*

	Extrapol IIS sur platelage		Extrapol CECA sur augets
	Soudure Sud	Soudure Nord	Soudure Sud
10	-23,4	-27,9	-71,9
49	-20,8	-24,7	-69,2
929	-18,1	-21,6	-65,4
9557	-16,5	-19,4	-64,6
99893	-15,0	-17,6	-62,0
829777	-12,4	-15,2	-62,7
1996522	-13,3	-17,4	-62,5
stat 29 09 10	-25,6	-37,5	-72,0
stat 22 10 10	-17,8	-20,9	-67,1

Tableau 3.50. *Amplitudes de contrainte extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en MPa)*

La tendance générale est à une rigidification (déformation plus faible) au cours de l'essai de fatigue. L'explication de ce phénomène réside sans doute dans l'évolution de l'interface acier BFUP au cours de l'essai de fatigue. A partir des tableaux ci-dessous, nous avons quantifié (en valeur relative, pourcentage) en termes de contraintes extrapolées, les différences de la façon suivante :

- entre l'essai statique du 29/09/2010 et l'essai statique du 22/10/2010 : moyenne entre mesure nord et mesure sud de 37 % pour les déformations au-dessous de la tôle de platelage et 7 % pour les déformations sur l'âme de l'auget ;
- entre l'essai statique du 29/09/2010 et l'essai dynamique : moyenne entre mesure nord et mesure sud de 39 % pour les déformations au-dessous de la tôle de platelage et 9 % pour les déformations sur l'âme de l'auget.

La Figure 3.147 et la Figure 3.148 montrent l'évolution des contraintes géométrique de fatigue (contrainte géométrique au point chaud) au cours du chargement cyclique pour l'extrapolation au niveau du platelage et au niveau de l'âme des augets respectivement. Les contraintes de géométrique de fatigue sur la tôle d'auget

côté nord n'ont pu être évaluées pendant l'essai cyclique en raison d'un problème technique lors de l'acquisition. Au vu de ces résultats, nous constatons que les contraintes de fatigue sont assez stables et tendent à diminuer légèrement pour le corps d'épreuve tôle 12 mm + BFUP à la fin de l'essai.

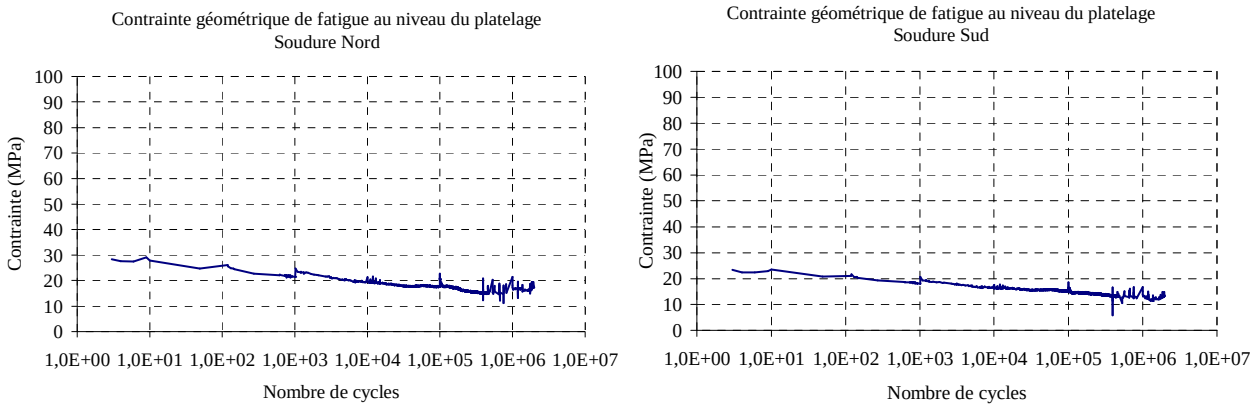


Figure 3.147. *Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – platelage soudure nord et sud, corps d'épreuve 4*

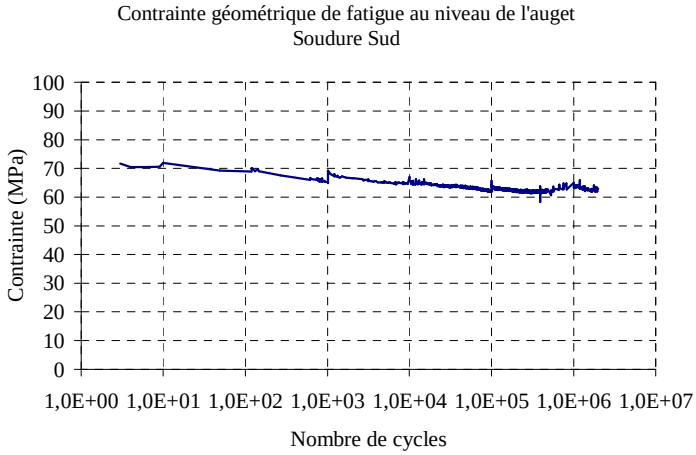


Figure 3.148. *Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – auget soudure sud, corps d'épreuve 4*

On trace l'évolution de la température pendant la durée de l'essai de fatigue (Figure 3.149). La sonde T19 était placée en dessous de la tôle alors que la sonde T20 était située en surface du BFUP (Figure 3.150).

La température en sous-face de l'acier est plus élevée d'environ 3°C au cours de l'essai de fatigue. Nous observons que cette différence est quasi-nulle au début de l'essai ou redevient nulle lorsque des pauses sont effectuées. Cette observation peut confirmer le dégagement de chaleur dû à un frottement acier-BFUP au cours de l'essai. Cette différence de température n'influe pas sur la validité des résultats précédents puisque nous raisonnons ici en variation de flèche et de déformation au cours d'un même cycle. Supposant que la

température n'évolue pas ou que très peu au cours d'un même cycle, son influence est nulle ou quasi-nulle sur les résultats.

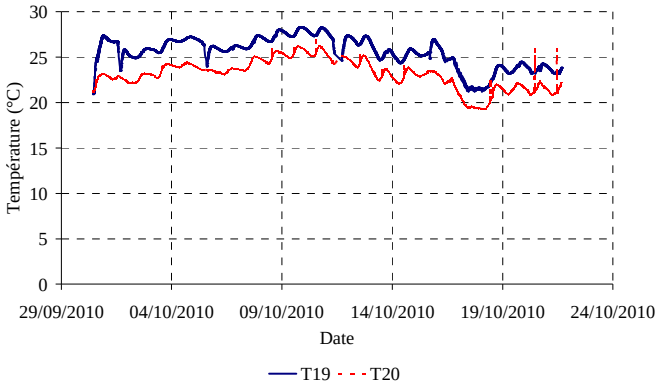


Figure 3.149. *Evolution de la température sous le platelage métallique de 12 mm (T 19) et en fibre supérieure du BFUP (T 20)*

Figure 3.150. *Positionnement des capteurs de température T19 et T 20*

Le caractère partiel de la connexion, avec frottement et glissement local possible à l'interface acier-BFUP, amène une courbure et des contraintes de traction importantes en fibre inférieure du BFUP, supérieures aux limites élastiques du matériau. Comme analysé en 3.1.4, le BFUP semble donc fissuré en fibre inférieure ce qui confirme la constatation après découpe des corps d'épreuve, voir section suivante), mais cette fissuration n'est pas évolutive au cours de l'essai de fatigue. Le seuil d'endommagement est donc vraisemblablement supérieur à la charge de 120 kN appliquée de façon cyclique au cours de l'essai de fatigue.

Dans la mesure où ce seuil d'endommagement semble supérieur à une charge de 120 kN, c'est-à-dire à des chargements non fréquents, il n'est pas évident qu'un trafic réel soit suffisant pour conduire à une fissuration du BFUP similaire à celle constatée lors de ces essais qui pourrait avoir principalement été provoquée lors des chargements à deux plaques A rapprochées.

3.4. Autopsie des corps d'épreuve

En janvier 2010, les trois corps d'épreuve (corps d'épreuve 2, 3 et 4) ont été découpés à la scie pour vérifier à posteriori la qualité des soudures, observer une coupe du revêtement (béton bitumineux et BFUP) et pouvoir visualiser la sous-face du revêtement BFUP.

Pour le corps d'épreuve BB l'inspection a été simple : pas de défaut de pénétration de soudure détectable, et très bonne adhérence béton bitumineux – tôle de platelage (Figure 3.151) selon deux sections moyennes.

Figure 3.151. *Vue soudure après sciage, corps d'épreuve tôle 14mm + BB*

La découpe des corps d'épreuve revêtus de BFUP à été réalisée à l'IFSTTAR. Des éléments de 55 cm de large par 20 cm de long ont été extraits des corps d'épreuve. La Figure 3.152 ci-dessous donne le plan de découpe ainsi que des points où ont été mesurées les épaisseurs du revêtement BFUP. La description détaillée de l'autopsie de chaque corps d'épreuve revêtu de BFUP est faite dans les sections suivantes.

3.4.1. Corps d'épreuve n° 2 (Tôle de 10 mm revêtue de BFUP)

Sur le Tableau 3.51 sont représentées les épaisseurs de BFUP mesurées sur le corps d'épreuve 2 pour les 9 points d'inspection montrés dans la Figure 3.152. L'épaisseur varie de 35 à 37 mm. La moyenne vaut 35,7 mm, avec un écart type de 0,7 mm.

Point	Epaisseur
1	*36,0 mm*
2	*36,0 mm*
3	*35,5 mm*
4	*37,0 mm*
5	*35,0 mm*
6	*35,0 mm*
7	*35,5 mm*
8	*36,5 mm*
9	*35,0 mm*

Tableau 3.51. *Relevé d'épaisseur de la couche BFUP du corps d'épreuve 10 mm + BFUP*

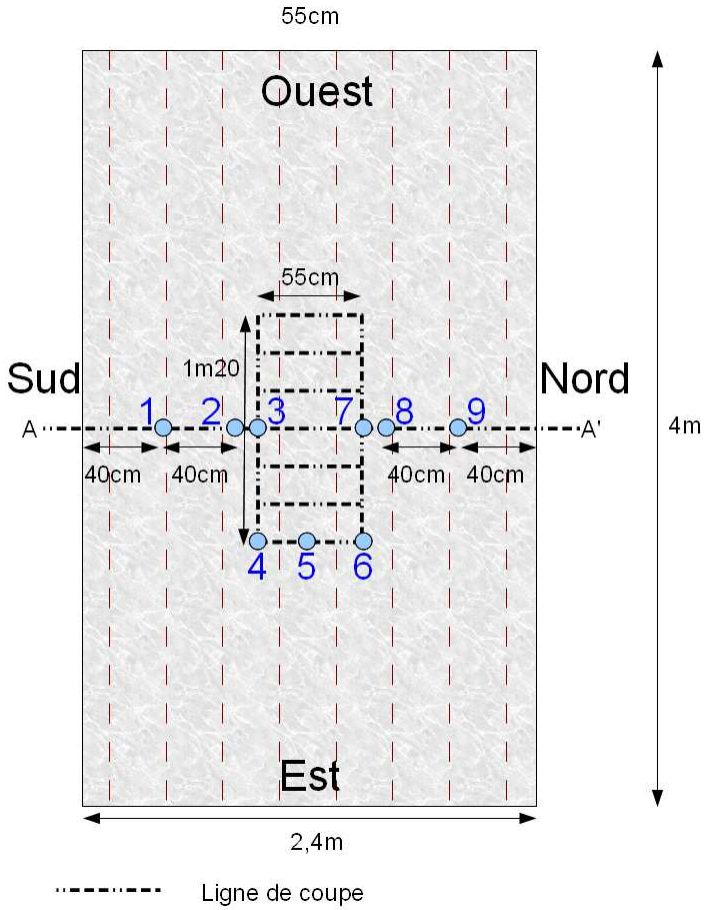


Figure 3.152. *Plan de découpe et repérage des points où est relevée l'épaisseur de la couche BFUP*

Les dimensions des coupes étant choisies pour ne pas intercepter de soudures du treillis sur la tôle de platelage, on ne relève pas de résistance importante pour désolidariser la couche de BFUP de la tôle métallique, confirmant ainsi l'hypothèse d'un glissement possible à l'interface (Figure 3.153).

Figure 3.153. *Aperçu d'un morceau de tôle métallique avec la couche de BFUP posée sur la tranche*

L’examen attentif de la sous-face des dalles de BFUP extraites révèle un phénomène de fissuration de type faïençage (voir Figure 3.154, Figure 3.155 et Figure 3.156).

Sur les figures ci-dessous, on distingue nettement la trace des armatures longitudinales du treillis soudé. Entre ces armatures longitudinales, on peut voir apparaître de très légères fissures, visibles après humidification de la surface puis séchage partiel, ce qui indique une ouverture à vide de l’ordre de 50 µm.

La qualité de la soudure semble quant à elle tout à fait satisfaisante comme illustré sur la Figure 3.157. Le défaut de pénétration est non mesurable.

Figure 3.154. *Aperçu des sous-faces des éléments de BFUP avec la fissuration type faïençage*

Figure 3.155. *Aperçu des sous-faces des éléments de BFUP (extraits 3 et 4) avec un phénomène de fissuration en faïençage*

Figure 3.156. *Aperçu des sous-faces des éléments de BFUP (extraits 5 et 6) avec un phénomène de fissuration en faïençage*

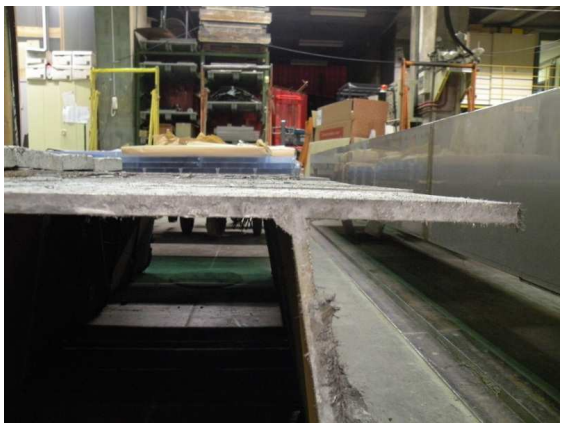


Figure 3.157. *Vue en coupe d'une soudure auget tôle de platelage sur l'élément 6 du corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP*

3.4.2. Corps d'épreuve n° 4 (Tôle de 12 mm revêtue de BFUP)

Sur le Tableau 3.52 sont représentées les épaisseurs de BFUP mesurées sur le corps d'épreuve 4 pour les 9 points d'inspection montrés dans la Figure 3.152.

Point	Epaisseur
1	*35,0 mm*
2	*36,5 mm*
3	*37,0 mm*
4	*40,0 mm*
5	*40,0 mm*
6	*41,0 mm*
7	*39,0 mm*
8	*38,0 mm*
9	*37,0 mm*

Tableau 3.52. *Relevé d'épaisseur de la couche BFUP du corps d'épreuve 12 mm + BFUP*

L'épaisseur est assez nettement toujours supérieure à la valeur de 35 mm fixée initialement. La moyenne vaut 38,2 mm, avec un écart type de 2,0 mm.
La couche de BFUP semble être plus épaisse au centre que sur les bords et on observe une légère dissymétrie sud-nord assez peu significative toutefois.

Après découpe, on constate que le BFUP se désolidarise du métal par simple pression manuelle (Figure 3.158), ce qui tend à confirmer le caractère glissant de l'interface entre connecteurs. Nous avions consciemment choisi des dimensions pour que les morceaux sciés n'interceptent aucun goujon.
Sur la Figure 3.158, nous pouvons distinguer la pâte flexible protégeant les jauges collées sur le métal. Malgré le sciage, l'état de conservation de la pâte et des jauges semble bon.

Figure 3.158. *Vue d'un corps d'épreuve scié, dallette de BFUP décollée*

Nous avons également humidifié la sous-face des deux éléments situés au centre de la dalle et attendu un quasi-séchage. Nous voyons alors apparaître de très légères fissures (probablement ouverture inférieure à 30 ou 50 µm) rayonnantes à partir du centre du corps d'épreuve, soit la zone chargée (Figure 3.159).

Figure 3.159. *Vue de la sous-face des spécimens centraux après humidification et séchage – mise en évidence des fissures*

Figure 3.160. *Vue soudure après sciage, corps d'épreuve tôle 12mm + BFUP*

L'état des soudures nous a paru tout à fait satisfaisant. Visuellement, nous n'avons détecté aucun défaut de pénétration comme en témoigne la Figure 3.160.

Les dallettes extraites du sciage ont été testées en flexion 4 points selon les recommandations BFUP de l'AFGC [3]. On donne ci-après les numéros de dallettes testées (Figure 3.161), leur épaisseur et leur largeur moyenne (Tableau 3.53) et les courbes contraintes équivalentes-flèches obtenues (Figure 3.162, Figure 3.163 et Figure 3.164).

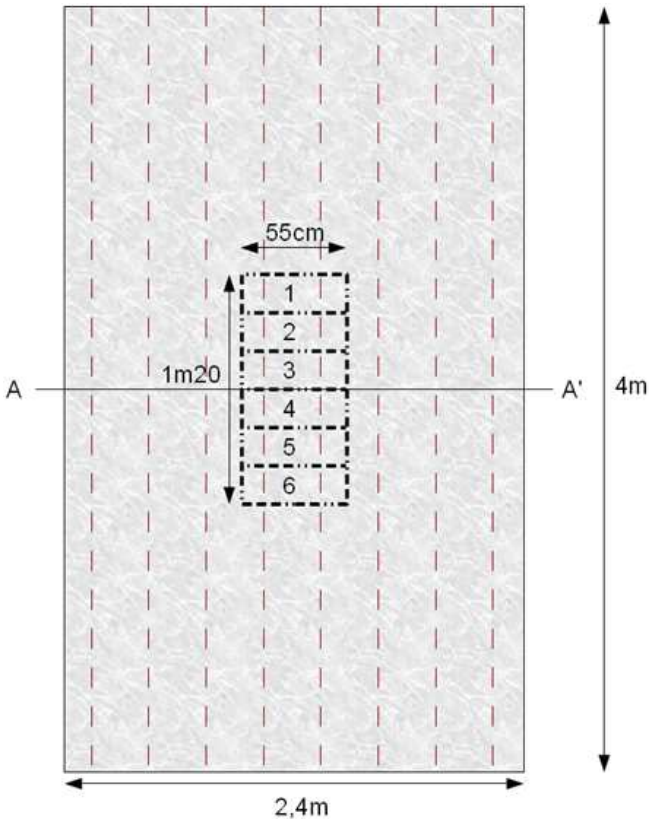


Figure 3.161. *Découpe corps d'épreuve – numérotation des dallettes*

	Epaisseur moyenne (mm)	Largeur moyenne (mm)
Dallette 1	38,4	196,0
Dallette 2	36,9	195,1
Dallette 3	37,8	196,7
Dallette 4	39,5	193,9
Dallette 5	39,2	194,8
Dallette 6	39,4	202,6

Tableau 3.53. *Epaisseur moyenne et largeur moyenne des dallettes extraites après sciage*

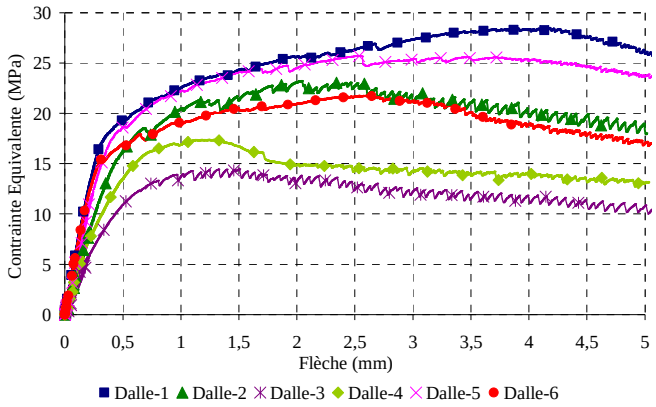


Figure 3.162. *Courbes contrainte équivalente-flèche pour les 6 dallettes sciées*

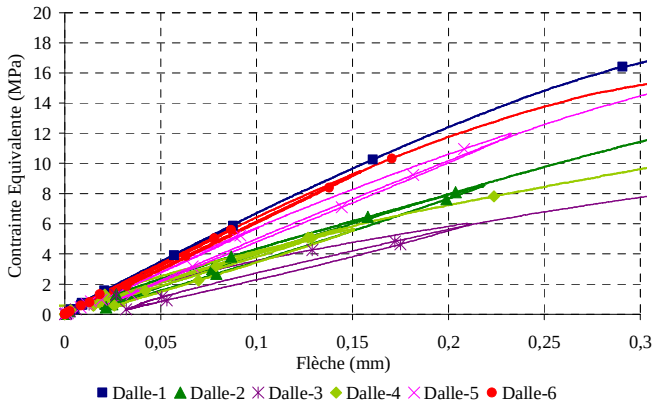


Figure 3.163. *Courbes contrainte équivalente-flèche pour les 6 dallettes extraites – zoom à l'origine*

Les deux dallettes situées au centre de la dalle, soit directement sous la charge du vérin, sont celles qui ont la rigidité la plus faible (la rigidité croît lorsque l'on s'éloigne de la zone centrale) et également la contrainte équivalente maximale la plus faible. Cela semble cohérent avec l'hypothèse de fissuration dans la zone fortement sollicitée et avec les observations effectuées sous les dallettes après sciage. La Figure 3.164 montre la contrainte équivalente en fonction de la flèche pour des dallettes en BSI® de référence coulées la semaine du 7 au 11 février 2011, la semaine du coulage de la dalle orthotrope de 12 mm + BFUP.

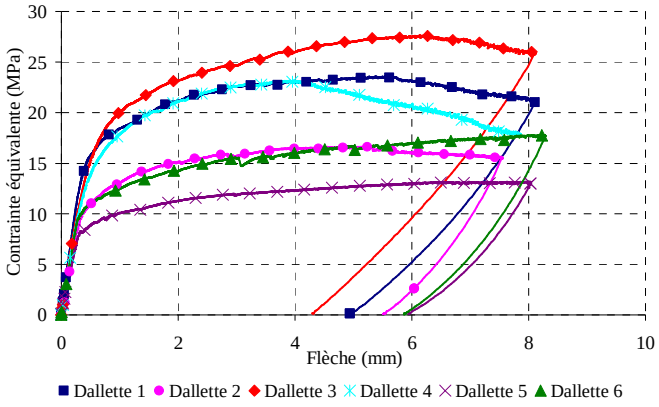


Figure 3.164. *Courbes contrainte équivalente-flèche pour 6 dallettes coulées a posteriori*

Les courbes des dallettes coulées sont légèrement moins bonnes que celles des dallettes sciées, ce qui montre une répartition des fibres sans doute meilleure dans le cas de la couche de BFUP coulée sur la dalle orthotrope.

Ces découpes semblent corroborer deux des hypothèses émises au cours des précédents paragraphes, à savoir :

- interface acier-BFUP glissante entre les connecteurs ;
- fissuration de la dalle BFUP (avec fissures rayonnantes à partir de la zone chargée). Cette fissuration reste de très faible ouverture non évolutive pendant l'essai de fatigue, et la dégradation des performances mécaniques en flexion reste très limitée.

En outre, elles ont permis de confirmer que la profondeur de pénétration de la soudure était satisfaisante.

3.5. Synthèse des principaux résultats de la campagne d'essai

Les principaux enseignements apportés par les essais réalisés sur le corps d'épreuve de 14 mm non revêtu sont les suivants :

- les résultats des déformations au voisinage des cordons de soudure sont très sensibles au choix de l'interface de contact entre la plaque métallique et la surface de la dalle orthotrope. Un système utilisant le matériau néoprène a permis de représenter au mieux une charge uniformément répartie sur la surface voulue ;
- le schéma d'extrapolation IIS est plus adapté que le schéma CECA pour obtenir les contraintes géométriques au pied du cordon de soudure au niveau de la tôle de platelage ;
- dans le cas du chargement simple, les contraintes de fatigue, issues du calcul par extrapolation, sont plus élevées sur la facette latérale de l'auget que sur la tôle de platelage. Dans les cas de charge,

plaque type A, plaque type C, roue de camion et deux plaques type A espacées de 5 mm, les contraintes extrapolées dépassent la valeur du détail de fatigue de l'Eurocode 3-1-9 (71 MPa) [135], mais sont inférieures à celle de Kolstein (90 MPa) [103] ;

- la plaque métallique de type A prescrite par l'Eurocode 1-2 [134] représente très fidèlement la vraie roue de camion pour les mesures des flèches et des déformations transversales. En revanche, l'estimation de la contrainte dans le sens longitudinal n'est pas représentative de la roue, qui produit des déformations plus élevées ;

- la réalisation du trou dans la partie basse de l'auget et l'utilisation des capteurs de déformation spéciaux, nous ont permis d'identifier la contrainte de fatigue en racine du cordon de soudure sur la tôle de platelage. Les valeurs obtenues sont inférieures à celles de l'extrapolation en pied du cordon de soudure. Ce constat a été plutôt rassurant pour la continuation de la campagne expérimentale et confirme que la variation de contrainte dans l'âme de l'auget évaluée par l'extrapolation est la plus critique. Les configurations de dalle orthotrope testées ont été validées à partir des contraintes de fatigue plus sécuritaires, celles du pied du cordon de soudure.

L'effet de diffusion de la charge apporté par le revêtement BB au corps d'épreuve de 14 mm testé se traduit par une réduction des flèches et une réduction des contraintes de fatigue au pied du cordon de soudure de la liaison auget – tôle de platelage :

- dans les conditions de température et de vitesse de chargement de laboratoire, moins favorables qu'un trafic réel en hiver, la raideur en terme de flèche est augmentée d'environ 8% ;
- on estime entre 17 et 34 % le facteur de réduction de la contrainte de fatigue évaluée sur la tôle de platelage et de 7 à 31 % la valeur sur la tôle de l'auget, pour les charges plaque type A et roue de camion (évaluation difficile de cette réduction en raison d'une dispersion de résultats assez élevée et de la rupture de symétrie créé par le trou dans l'auget).

Les principales conclusions des essais réalisés sur le corps d'épreuve constitué d'une tôle de 10 mm revêtue de BFUP connecté par soudure du treillis soudé sont listées ci-dessous :

- il s'est produit une fissuration en surface supérieure du BFUP après coulage, due à un retrait plastique de dessiccation ou retrait gêné ; les fissures ont été injectées par une résine époxy. Aucun apport de rigidité n'a été constaté entre avant et après l'injection ;
- au cours des essais statiques d'amplitude 150 kN par plaque ou impact de roue, on a constaté un assouplissement du corps d'épreuve, assouplissement vraisemblablement dû à une évolution du frottement à l'interface acier-BFUP et à une fissuration ;

- le seuil d'endommagement semble toutefois être supérieur à 45kN (pas d'évolution au cours des essais avec chargement roue), et vraisemblablement du même ordre de grandeur que la charge cyclique appliquée (charge variant de 10 kN à 120 kN), puisque l'évolution du comportement est limitée à un assouplissement de 3 % au niveau de la flèche maximale et d'environ 10 % au niveau des déformations au cours de l'essai de fatigue ;
- l'interface acier-BFUP est vraisemblablement glissante entre zones de connexion au vu de nos résultats, et le BFUP est fissuré avec des ouvertures de fissure inférieures à 50 µm, comme en témoigne l'analyse après autopsie de la sous-face de la couche BFUP ce qui serait compatible avec un fonctionnement dans le domaine pseudo-écrouissant en flexion ;
- l'apport réel de la couche de BFUP en termes de rigidification et de diminution des contraintes de fatigue par rapport à la tôle de 14 mm nue est néanmoins significatif :
    - réduction de la flèche d'environ 34 % ;
    - réduction de déformation en pied du cordon de soudure côté platelage entre 22 et 33 % ;
    - réduction de la déformation en pied du cordon de soudure côté auget d'environ 36 à 53 %.

Enfin les essais du corps d'épreuve constitué de la tôle de 12 mm + BFUP connecté avec goujons ont conclu cette campagne expérimentale avec des résultats en accord avec l'attente placée dans cette solution recherchée de rigidification :

- la réduction de la flèche s'est avérée d'environ 34 % par rapport au corps d'épreuve n° 1 (tôle nue de 14 mm) ;
- les contraintes des fatigue ont été nettement diminuées, avec une réduction de déformation en pied de cordon de soudure côté platelage d'environ 53 à 72 %, et côté auget d'environ 40 à 52 % ;
- néanmoins la connexion BFUP tôle métallique s'avère partielle ce qui entraîne des contraintes de traction du BFUP en fibre inférieure, source de microfissuration. Cette fissuration est restée limitée à des ouvertures inférieures à 50 µm et n'a pas évolué au cours de l'essai de fatigue. Le seuil d'endommagement est donc supérieur à 120 kN.

Sur les corps d'épreuve 2 et 4, nous avons remarqué un rôle très favorable du revêtement BFUP : lorsque les dalles sont chargées sur les augets, le revêtement annule les inflexions locales (variation du sens de la courbure entre les zones chargées) de la structure qui normalement est très déformable.

Dans le prochain chapitre nous présentons les modèles qui ont été développés pour représenter les corps d'épreuve testés. Ensuite nous faisons des comparaisons entre les mesures de flèche et de déformation obtenues et les valeurs dans les modèles.

Dans ce manuscrit nous avons concentré l'analyse des modèles sur les corps d'épreuve chargés avec la plaque métallique type A. De façon à faciliter la comparaison, le Tableau 3.54 ci-après présente les principales mesures des quatre corps d'épreuve sous ce cas de chargement.
Les valeurs séparées par un slash représentent respectivement les mesures du côté nord et les mesures du côté sud pour celles au-dessous de l'auget au centre. Pour les corps d'épreuve 1, 2 et 4, les résultats des deux essais statiques sont indiqués :

- corps d'épreuve 1 : essai du 19/11/2008 réalisé avec l'interface caoutchouc et avec la structure non ajourée, et essai du 24/03/2009 réalisé avec l'interface néoprène et après la réalisation du trou ;
- corps d'épreuve 2 : le deuxième essai avec la plaque type A, le 28/07/2009, et le dernier, le 18/11/2009 après l'essai de fatigue ;
- corps d'épreuve 4 : le deuxième essai avec la plaque type A, le 03/09/2010, et l'essai avant l'essai de fatigue, le 29/09/2010.

Ces deux essais représentent généralement les mesures maximales et minimales obtenues pour la quasi totalité des résultats présentés dans le Tableau 3.54.

Mesures		Sous chargement plaque métallique type A						
		Corps d'épreuve 1		Corps d'épreuve 2		Corps d'épreuve 3 (auget troué)	Corps d'épreuve 4	
		19/11/2008 (caoutc. + non troué)	24/03/2009 (neop. + troué)	28/07/2009 (avant endo)	18/11/2009 (après endo)		03/09/2010 (avant endo)	29/09/2010 (après endo)
Flèche au centre (mm)		-1,44	-1,51	-0,91	-1,14	-1,38	-0,88	-0,92
Déformation en dessous de la tôle au centre (µm/m)	TRANS	443	445	132	261	391	194	221
	LONG	65	102	34	25	63	48	55
Déformation au-dessous de l'auget au centre (µm/m)	TRANS	-26 / -25	-27	-26 / -31	-23 / -28	-24	-25 / -29	-25 / -29
	LONG	125 / 117	129	115 / 116	113 / 121	119	105 / 104	105 / 105
Déformation extrap. - Tôle de platelage (µm/m)	NORD	-209	-252	-111	-210	-167	-83	-118
	SUD	-227	-256	-114	-204	-185	-70	-91
Déformation extrap. - Auget (µm/m)	NORD	-303	-338	-130	-214	-232	-166	-167
	SUD	-301	-299	-143	-172	-276	-135	-145

Tableau 3.54. *Flèches et déformations mesurées sur les quatre corps d'épreuve testée sous chargement plaque type A (Force appliquée, 45 kN)*

CHAPITRE 4

Modélisation

4.1. Modèles simplifiés des corps d'épreuves 281

4.2. Modèles complets des corps d'épreuve 286

4.2.1. Description rapide des modèles développés 286

4.2.2. Confrontation du modèle avec les résultats sur le corps d'épreuve tôle de 14 mm nue 291

4.2.3. Confrontation du modèle avec les résultats sur le corps d'épreuve tôle de 14 mm revêtu de béton bitumineux 297

4.2.4. Comparaison entre modèle tôle 10 mm nue et résultats expérimentaux sur le corps d'épreuve avec tôle 10 mm + BFUP 298

4.2.5. Comparaison entre modèle tôle 12 mm nue et résultats expérimentaux sur le corps d'épreuve avec tôle 12 mm + BFUP 300

4.2.6. Comparaison des résultats issus de l'essai sur le corps d'épreuve 4 (12 mm + BFUP) et ceux issus de la modélisation 302

4.3. Conclusions sur les modèles 306

4.4. Calcul de durée de vie - Règle de Miner 307

4. Modélisation

Les résultats expérimentaux, nombreux, nécessitent d'être confrontés à une analyse qui permet d'en rendre compte tout en comprenant leur cohérence, en détectant d'éventuels artefacts, et d'en prolonger la portée au-delà des géométries et chargements effectivement testés.

Nous nous sommes basés sur les modèles analytiques présentés dans le Chapitre 1 section 1.2 pour créer nos modèles simplifiés d'analyse rapide des premiers résultats expérimentaux.

Les modèles complets aux éléments finis des corps d'épreuve testés ont été développés par les partenaires du projet ANR Orthoplus : MACOA de l'IFSTTAR (devenue unité de recherche SMC au sein du département ouvrages d'art) et le département Génie Civil et Bâtiment de l'ENTPE (Laboratoire Géomatériaux).
Les modèles pour le corps d'épreuve sans revêtement et pour les corps d'épreuve revêtus de BFUP ont été réalisés par Lamine Dieng [60] [61] [62].
Le modèle correspondant au corps d'épreuve revêtu de BB, et aussi celui correspondant à la dalle non revêtue, ont été modélisés par Simon Pouget [149] [150].

Nous avons concentré essentiellement notre analyse sur les essais réalisés avec la plaque métallique type A, puisque ce chargement est le plus proche d'une roue réelle et de son idéalisation dans l'Eurocode 1 partie 2, et qu'il a été utilisé pour les essais de fatigue. De plus l'analyse a été ciblée sur la partie centrale des corps d'épreuve, l'axe de symétrie AA'.

4.1. Modèles simplifiés des corps d'épreuves

Nous avons voulu déterminer les ordres de grandeur de certaines mesures à partir des modèles analytiques présentés dans le Chapitre 1 :

- flèche au centre du corps d'épreuve à partir d'un modèle poutre, inspiré du modèle réglementaire (voir section 1.2.1.2) ;
- flèche au centre du corps d'épreuve à partir d'un modèle de plaque orthotrope homogène continue, inspiré du modèle de Pelikan-Esslinger (voir section 1.2.1.1) ;
- contrainte de fatigue à partir de la méthode des efforts locaux (Système III) (voir section 1.2.1.4).

Pour simplifier l'application de ces modèles à notre cas d'étude, on a utilisé le logiciel aux éléments finis CASTEM [210].

On a calculé les sections mixtes homogénéisées des systèmes composés de la tôle de platelage et du revêtement parfaitement connectés qui consistent le cas idéal de référence pour chaque corps d'épreuve.
La position de l'axe neutre (point O de la Figure 4.1) d'une section mixte est déterminée en considérant que la résultante en moment des forces axiales au niveau du centre de gravité qui agit sur la section transversale de la poutre est nulle :

$$\int_1 \sigma_{X_1} \cdot dA + \int_2 \sigma_{X_2} \cdot dA = E_1 \cdot \int_1 y \cdot dA + E_2 \cdot \int_2 y \cdot dA = 0 \tag{39}$$

Dans cette équation «σ_X» représente l'effort normal à la section transversale de la poutre, « y » la position de l'effort par rapport à l'axe neutre, « E_1 » et « E_2 » les modules d'Young des différents matériaux. La Figure 4.1 illustre le profil d'une section mixte avec ses dimensions.

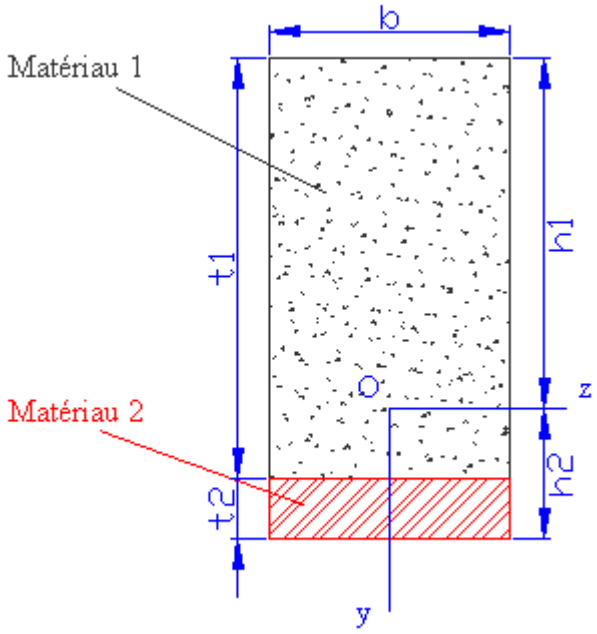


Figure 4.1. *Exemple d'une section mixte*

Pour le cas présenté dans la figure ci-dessus les intégrales de l'équation 39 s'écrivent de la manière suivante :

$$\int_1 y \cdot dA = -\frac{h_1}{2} \cdot (h_1) \cdot (b) + \left(\frac{t_1 - h_1}{2} \right) \cdot (t_1 - h_1) \cdot (b) \tag{40}$$

$$\int_2 y \cdot dA = (t_1 + \frac{t_2}{2} - h_1) \cdot (t_2) \cdot (b) \tag{41}$$

La largeur « b » n'est pas considérée dans le calcul.

L'objectif est d'identifier une épaisseur d'acier équivalente (t_{acier}) permettant d'obtenir la même inertie pour le complexe tôle de platelage en acier et revêtement supposé parfaitement connecté (Tableau 4.1). Si on transforme la section mixte en section purement acier (en utilisant le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_1}{E_2}$) on obtient les valeurs d'épaisseur équivalente d'acier pour la section composite équivalente.
La raideur en effort normal est surestimée par cette méthode simplifiée de calcul. Avec la prise en compte de cette épaisseur équivalente la rigidité en flexion longitudinale est surestimée, mais la rigidité en flexion transversale est exacte.

Initialement nous avons réalisé le calcul pour plusieurs sections car on n'avait pas identifié toutes les caractéristiques des sections des corps d'épreuve Orthoplus (voir introduction du Chapitre 2) telles que :

- l'épaisseur effective des revêtements posés sur les corps d'épreuve (BB et BFUP) ;
- le module d'Young du BB qui varie avec la température et la fréquence de chargement (identification de la valeur dans la référence [149]) ;
- le module d'Young du BFUP qui varie à cause du changement de formulation (identification de la valeur à partir des essais de caractérisation, voir Annexe 6).

Dans le Tableau 4.1 seules les lignes grises correspondent aux configurations dalle orthotrope + revêtement effectivement testées.

t_1 (mm)	E_1 (MPa)	t_2 (mm)	E_2 (MPa)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	I_1 (mm^3)	I_2 (mm^3)	n	t_{acier} (mm)	$I_{radisseur}$ (mm^4)	D_y (kN.mm)	H (kN.mm)
---	---	14	Acier	---	---	---	---	---	14,00	164 186 374	57 465 231	1 146 901
	---		210000									
35	BFUP	10	Acier	28,30	16,70	7655,32	1452,23	0,30952	35,79	218 483 797	76 469 329	1 576 315
	65000		210000									
35	BFUP	10	Acier	29,24	15,76	8396,88	1241,11	0,26190	34,56	216 108 702	75 638 046	1 572 128
	55000		210000									
35	BFUP	12	Acier	30,82	16,18	9782,70	1387,59	0,26190	36,19	219 249 755	76 737 414	1 577 561
	55000		210000									
70	BB à 10°C	14	Acier	72,25	11,75	125712,71	544,54	0,02548	35,56	218 042 004	76 314 701	1 575 574
	5350		210000									
70	BB à 20°C	14	Acier	76,02	7,98	146368,16	242,11	0,00476	22,42	189 760 554	66 416 194	1 468 274
	1000		210000									
70	BB	14	Acier	76,99	7,01	152004,54	228,67	0,00007	14,22	165 008 752	57 753 063	1 162 202
	15		210000									
80	BB à 20°C	14	Acier	85,76	8,24	210184,87	250,19	0,00476	24,67	195 232 852	68 331 498	1 502 264
	1000		210000									
80	BB	14	Acier	86,98	7,02	219236,30	228,67	0,00007	14,31	165 341 894	57 869 663	1 168 307
	15		210000									

Tableau 4.1. *Homogénéisation de la tôle de platelage et du revêtement*

A partir de l'épaisseur d'acier équivalente nous avons calculé « l'inertie du raidisseur » comme le montre la Figure 1.22 du Chapitre 1 section 1.2.1. Ensuite nous sommes passés à la détermination des rigidités de la plaque orthotrope homogène : en flexion avec les équations 5 et 6, et en torsion avec l'équation 7 et celles

de l'Annexe 1. La valeur de « D_x » n'a pas été présentée dans le Tableau 4.1 car elle est très petite par rapport à « D_y ». Dans certaines études elle n'est même pas considérée par les modélisateurs.

Nous avons tout d'abord calculé la flèche maximale à partir d'une poutre bi-appuyée ou bi-encastrée : portée de 3,50 m et chargement ponctuel centré de 45 kN (Tableau 4.2).
Les valeurs utilisées pour la comparaison entre modèle et mesure sont mis en gras dans le tableau ci-après. Nous devons utiliser pour la comparaison des flèches les mesures de la tôle nue non ajourée comme expliqué dans la section 3.2.1 du Chapitre 3.

Flèche au centre des corps d'épreuve (mm)							
t_1 (mm)	t_2 (mm)	t_{acier} (mm)	$I_{radisseur}$ (mm^4)	Modèle Poutre		Mesures	
				Bi-appuyée	Bi-encastrée		
---	14	14,00	164 186 374	**-0,583**	-0,146	sans trou / interface caoutchouc	avec trou / interface néoprène
						-1,440	-1,513
35	10	34,56	216 108 702	**-0,443**	-0,111	28/07/2009	18/11/2009
						-0,912	**-1,138**
35	12	36,19	219 249 755	**-0,437**	-0,109	27/07/2010	29/09/2009
						-0,830	**-0,924**
80	14	14,31	165 341 894	**-0,579**	-0,145	**-1,381**	

Tableau 4.2. *Flèches calculées avec un modèle poutre au centre des corps d'épreuve*

Les flèches obtenues avec le modèle poutre sont très faibles par rapport aux mesures. Au premier regard on constate qu'on est quand même plus proche d'une condition aux limites de type bi-appuyée que d'un encastrement.

Le Tableau 4.3 ci-dessous montre les flèches au centre des corps d'épreuve obtenues à partir d'un modèle plaque orthotrope homogène chargée au centre à 45 kN avec une plaque A uniformément répartie. Nous constatons que les dalles testées sont mieux représentées par des plaques appuyées aux extrémités et non encastrées. Il est clair que la pièce de pont peut tourner au moins en flexion longitudinale.
La différence entre les flèches calculés et celles mesurées est inférieure à 1,5 % pour la tôle nue et la dalle revêtue de béton bitumineux.
En revanche l'écart est notablement accru pour les dalles revêtues de BFUP. L'analyse des résultats expérimentaux de ces corps d'épreuve ainsi que l'autopsie réalisée à la fin de la campagne d'essai nous ont permis de constater le glissement entre le platelage et le revêtement et la fissuration du matériau BFUP. La prise en compte des ces phénomènes dans une modélisation simple n'est pas évidente. Les valeurs obtenues par les petits modèles ne sont jamais équivalentes aux mesures sur les corps d'épreuve revêtus de BFUP.

Flèche au centre des corps d'épreuve (mm)							
t_1 (mm)	t_2 (mm)	t_{acier} (mm)	$I_{radisseur}$ (mm^4)	Plaque orthotrope		Mesures	
				Bi-appuyée	Bi-encastrée		
---	14	14,00	164 186 374	**-1,421**	-0,563	sans trou / interface caoutchouc	avec trou / interface néoprène
						-1,440	-1,513
35	10	34,56	216 108 702	**-0,601**	---	28/07/2009	18/11/2009
						-0,912	**-1,138**
35	12	36,19	219 249 755	**-0,574**	---	27/07/2010	29/09/2009
						-0,830	-0,924
80	14	14,31	165 341 894	**-1,392**	---	**-1,381**	

Tableau 4.3. *Flèches calculées avec un modèle plaque orthotrope au centre des corps d'épreuve*

Le dernier modèle appliqué est destiné à déterminer les contraintes de fatigue en sous-face de la dalle à la liaison auget – tôle de platelage. Il a été détaillé dans le Chapitre 1 section 1.2.1.4. Il consiste à faire l'association d'un modèle poutres 2D de la section transversale avec le modèle plaque orthotrope homogène, toujours pour une charge type A (45 kN) uniformément répartie.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 4.4. Les valeurs utilisées pour la comparaison entre modèle et mesure sont mis en gras dans le tableau ci-après.

Contrainte au-dessous de la dalle au niveau de la liaison auget - tôle de platelage (MPa)							
t_1 (mm)	t_2 (mm)	t_{acier} (mm)	$I_{radisseur}$ (mm^4)	Modèle local		Mesures	
				Intérieur auget	Extérieur auget		
---	14	14,00	164 186 374	-41,7	**-46,3**	sans trou / interface caoutchouc	avec trou / interface néoprène
						47,7	**53,7**
35	10	34,56	216 108 702	-12,2	**-12,3**	28/07/2009	18/11/2009
						-24,0	**-42,1**
35	12	36,19	219 249 755	-11,7	**-11,8**	27/07/2010	29/09/2009
						-16,2	**-24,8**
80	14	14,31	165 341 894	-40,4	**-44,7**	**-38,8**	

Tableau 4.4. *Contraintes de fatigue calculées avec la méthode des efforts locaux (Système III)*

Pour la tôle sans revêtement on remarque que la valeur obtenue par le modèle est environ 13 % inférieure à celle de l'essai (auget ajouré et interface néoprène). Nous avons utilisé les résultats de déformation de la tôle nue ajourée comme défini dans les sections 3.2.2 et 3.2.3 du Chapitre 3.

Pour la tôle revêtue de BB la valeur calculée est environ 15% supérieure à la valeur extrapolée expérimentalement. Ce constat est tout à fait normal étant donné que dans le modèle nous n'avons pas pris en compte l'effet de diffusion de charge (45°) caractéristique du matériau béton bitumineux.

Pour les corps d'épreuve revêtus de BFUP, l'estimation est assez éloignée des mesures et prévoit une rigidification beaucoup trop importante.

Nous remarquons que ce modèle est nettement moins satisfaisant que celui pour le calcul de flèches.

Les résultats de ces modèles simples montrent qu'une dalle orthotrope peut être modélisée à l'aide d'un modèle plaque homogénéisé pour les corps d'épreuve 1 et 3. En contrepartie ce modèle est beaucoup trop rigide par rapport à la réalité pour les dalles revêtues de BFUP. Un modèle de connexion parfaite avec un BFUP élastique semble être trop optimiste.
Concernant le modèle local de détermination des contraintes de fatigue dans la liaison auget-platelage en dessous de la tôle, il fournit des valeurs approximatives de l'ordre de ±15 % pour les corps d'épreuve 1 et 3.

4.2. Modèles complets des corps d'épreuve

Dans le cadre du Projet ANR Orthoplus la modélisation complète des corps d'épreuve de dimension (2,40x4,00) m^2 a été réalisée par l'IFSTTAR Nantes et l'ENTPE.
Dans cette partie, nous présentons tout d'abord les deux modèles développés : maillage, conditions aux limites, conditions de chargement, comportement des matériaux. Ensuite nous présentons les résultats des modèles et la comparaison avec les mesures dans l'ordre suivant : corps d'épreuve 1, corps d'épreuve 3 et corps d'épreuve 2 et 4 simultanément.

4.2.1. Description rapide des modèles développés

La géométrie modélisée correspond aux corps d'épreuve testés, et est présentée dans le Chapitre 2 section 2.1.1 (voir plan de la Figure 2.3) pour le corps d'épreuve tôle nue et dans l'Annexe 4 pour les autres corps d'épreuve.
Trois épaisseurs de tôle de platelage sans revêtement, 10, 12 et 14 mm, ont été modélisées, et aussi les deux corps d'épreuve revêtu de BFUP : 10 mm + 35 mm de BFUP (corps d'épreuve n° 2) et 12 mm + 35 mm de BFUP (corps d'épreuve n° 4) par l'équipe de l'IFSTTAR Nantes.
L'ENTPE a modélisé la dalle de 14 mm nue (corps d'épreuve n° 1) et la dalle orthotrope de 14 mm revêtue par une couche d'étanchéité de Parafor Pont, 3 mm, et 80 mm de Orthochape® (béton bitumineux – corps d'épreuve n° 3).

4.2.1.1. Modèle 2D : éléments plaques (L. Dieng)

Le modèle est décomposé en quatre pièces maillées séparément (Figure 4.2) puis assemblées en tenant compte de la position des différents nœuds de jonctions :

- tôle de platelage maillée en 23560 éléments quadrangulaires (Q4). Le maillage est plus raffiné au centre qu'au bord. La taille des mailles est de (20x25) mm^2 au bord et de (18,5x20,0) mm^2 aux zones de jonction entre platelage et augets ;
- augets : ils sont maillés en 33440 éléments Q4 ;
- pièces de ponts (âme + semelle) : elles sont maillées automatiquement du fait de leur géométrie complexe avec 12560 éléments triangulaires à trois nœuds (TRIA3).

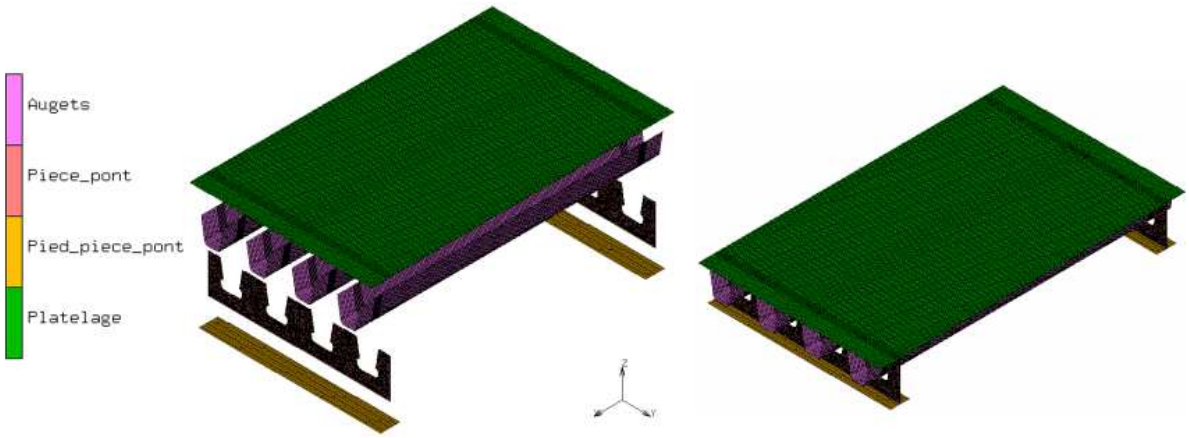


Figure 4.2. *Modèle numérique décomposé puis assemblé [60] [62]*

Le modèle développé possède 69560 éléments, soit 64351 nœuds chacun avec 6 degrés de liberté. Il a été réalisé avec le logiciel aux éléments finis Marc distribué par MSC Software [211].

Le modèle tente de reproduire exactement les conditions aux limites des essais réalisés. Les flèches jaunes sur la Figure 4.3 représentent les déplacements autorisés de chaque appui.

L'un des quatre appuis est fixe, c'est-à-dire que ses trois degrés de liberté en déplacement sont nuls ($d_x = d_y = d_z = 0$) et ses trois rotations sont laissées libres ($R_x = R_y = R_z \neq 0$).

Deux autres appuis ont des déplacements libres suivant la direction de x pour l'un, et suivant y pour l'autre. Le dernier appui autorise les déplacements suivant les directions x et y.

Quel que soit l'appui considéré, les rotations autour des trois axes x, y et z sont toujours laissées libres. Par ailleurs, tous les déplacements suivant z sont laissés nuls. Cette dernière condition a pour conséquence de bloquer toutes les rotations. Ce qui ne correspond pas tout à fait à la réalité de l'essai, qui autorise l'éprouvette à se soulever ($d_z>0$).

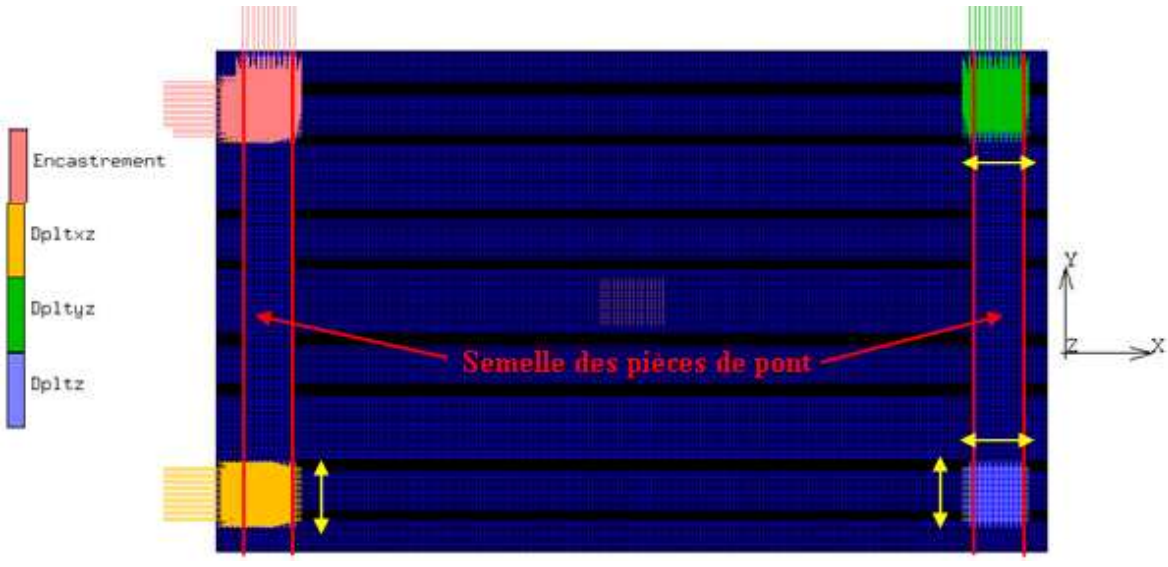


Figure 4.3. *Conditions aux limites du modèle (vue de dessous de la dalle) [62]*

Le chargement considéré ici est celui appliqué avec une plaque type A ((220 x 320) mm^2) avec un effort de 45 kN ou 150 kN. A chaque présentation de résultat la valeur prise en compte est précisée.

Comme il s'agit d'un modèle plaque, les interfaces réelles des corps d'épreuve, soudures du treillis soudé sur la tôle de platelage et mini-goujons, doivent être modélisées de façon simplifiée. De ce fait, trois types de loi d'interface BFUP – tôle de platelage ont été choisies :

- collage parfait : les nœuds de la sous-face du revêtement sont attachés aux nœuds de la surface de la tôle ; aucun déplacement relatif n'est toléré ;
- glissement total : les déplacements relatifs dans le plan de l'interface sont tolérés sans aucun critère supplementaire à vérifier ;
- glissement partiel : on utilise ici la loi de frottement de Coulomb avec un coefficient de frottement μ=0,5. Si σ_t et σ_x désignent respectivement la contrainte normale et la contrainte tangente à l'interface, alors

  $\|\sigma_t\| < \mu.\sigma_n$, pas de glissement et

  $\|\sigma_t\| = -\mu.\sigma_n$, glissement.

La partie de la structure en acier a été modélisée avec un comportement élastique isotrope : module d'Young (E) de l'acier 210000 MPa, et coefficient de Poisson (ν) de 0,3.
Initialement le matériau BFUP a été modélisé dans le domaine élastique : E = 55 GPa et ν = 0,2. Ensuite à cause de son endommagement au cours des essais (phénomène de microfissuration démontré dans le Chapitre 3), il a été modélisé en utilisant la loi type plaque mince définie dans les recommandations de l'AFGC (Figure 4.4) [3].
Les niveaux d'endommagement dans le corps d'épreuve 2 sont plus importants que dans le corps d'épreuve 4. Toutefois on a utilisé la même loi élasto-plastique du BFUP pour modéliser les deux structures.

Les valeurs des différents paramètres, données dans le Tableau 4.5 ci-dessous, sont issues de la caractérisation du matériau BSI/CERACEM® par des essais sur les plaques minces coulées en même temps que les dalles BFUP sur les dalles orthotropes (voir Chapitre 2 section 2.1.4.6).

E (MPa)	ν	σ_{BC} (MPa)	f_{tj} (MPa)	E_s (MPa)	f_{tuj} (MPa)	ε_e ‰	ε_u ‰
55 000	0,2	115	9,6	10	8,3	0,169	10

Tableau 4.5. *Caractéristique BFUP prise en compte dans la modélisation*

« E » est le module d'Young du BFUP et « E_s » est le module d'adoucissement en traction obtenue à partir des points (f_{tj},ε_e) et (f_{tu}, ε_u). La limite d'élasticité en compression est obtenue à partir de la formule suivante :

$\sigma_{BC} = 0{,}6 \cdot f_{cj} = 0{,}6 \cdot 190 = 115 MPa$, soit f_{cj} définie dans le Tableau 2.3 de la section 2.1.4.6.

Cette loi de comportement définie avec les paramètres ci-dessus a été introduite dans le code aux éléments finis utilisé.

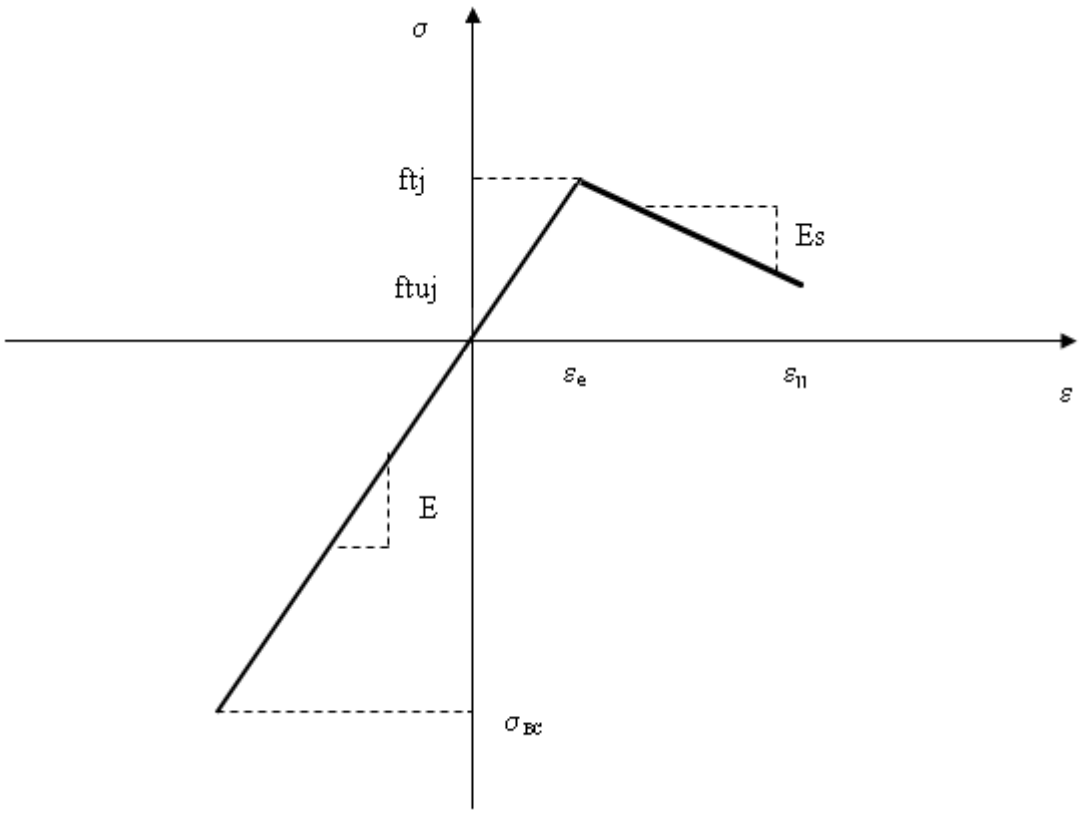


Figure 4.4. *Loi de comportement du matériau BFUP type plaque mince*

4.2.1.2. Modèle 3D : éléments volumiques pour le platelage et le revêtement (S. Pouget)

Le maillage du revêtement, de la couche intermédiaire et du platelage acier est composé d'éléments volumiques quadrangles (maille très fine dans le sens transversal : 0,3 mm) et les éléments constituant le maillage de la structure acier (augets et pièces de pont) sont des éléments coques triangulaires. La liaison entre éléments coques et éléments volumiques est un encastrement. Le maillage est constitué de :

- Corps d'épreuve sans revêtement : environ 5000 éléments soit 1105 degrés de liberté ;
- Corps d'épreuve revêtu de BB : environ 10000 éléments soit 3105 degrés de liberté.

Le corps d'épreuve est considéré encastré aux extrémités des pièces de pont pour pouvoir diminuer le nombre de degrés de liberté du modèle (Figure 4.5). Le chargement appliqué est un effort fixe centré sur (220x320) mm^2 correspondant à une contrainte de 0,64 MPa (Plaque type A avec une charge de 45 kN).

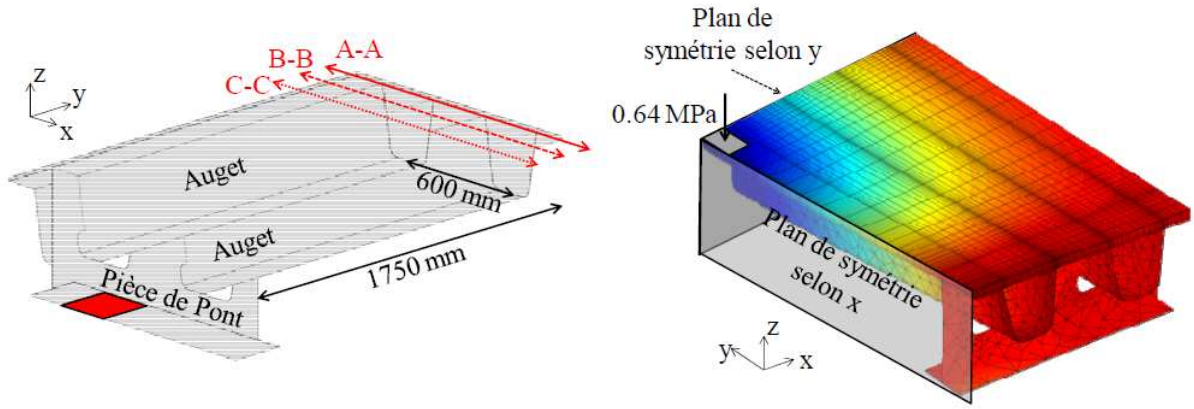


Figure 4.5. *Géométrie, conditions d'appui, maillage, chargement et champs de déplacement verticaux du modèle ENTPE des corps d'épreuve testés (tôle nue et dalle revêtue de BB) [150]*

Les matériaux ont été modélisés comme étant élastiques linéaires isotropes :

- acier : E = 210 000 MPa et ν = 0,3 ;
- couche intermédiaire (Parafor Pont®) : E = $2{,}9.10^{-3}$ MPa et ν = 0,45 ;
- enrobé (Orthochape®) : E = 15 MPa et ν = 0,45 (voir la courbe de caractérisation du béton bitumineux pour un essai quasi statique, 0 Hz, réalisé entre 20 et 25°C – Figure 1.17 de la section 1.1.4).

Dans la suite de ce chapitre, nous comparons les résultats théoriques avec les résultats des mesures pour atteindre trois objectifs principaux :

- Rendre compte de l'ensemble des résultats expérimentaux à travers un modèle aux éléments finis complet aux hypothèses clairement explicitées ;
- Quantifier l'apport en en rigidité du revêtement BB par rapport à une dalle non revêtue ;
- Quantifier le « vrai » apport en rigidité du revêtement BFUP par rapport à une dalle non revêtue, pour une même épaisseur de tôle de platelage. Dans le Chapitre 3 nous avons en effet comparé les résultats expérimentaux des corps d'épreuve BFUP (tôle de platelage 10 mm et 12 mm) avec les résultats expérimentaux de la solution tôle de 14 mm nue, seule autre source expérimentale. La comparaison a été faite sur des structures ne présentant pas la même épaisseur de tôle de platelage, ce qui ne permet pas de quantifier précisément l'apport des revêtements, dans le cas d'un renforcement par exemple.

4.2.2. Confrontation du modèle avec les résultats sur le corps d'épreuve tôle de 14 mm nue

La Figure 4.6 et la Figure 4.7 montrent les flèches obtenues par les modèles aux éléments finis plaques et volumiques respectivement, comparées avec les valeurs expérimentales, avec et sans trou dans l'auget.

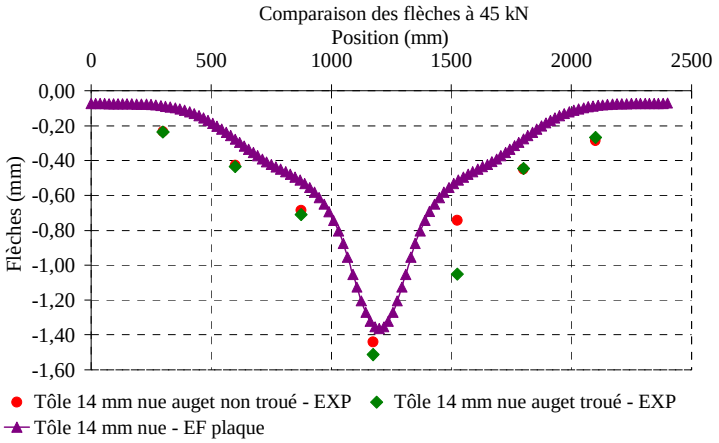


Figure 4.6. *Comparaison résultats expérimentaux et modélisation éléments plaques : flèche le long de l'axe AA' pour le corps d'épreuve avec la tôle nue de 14 mm*

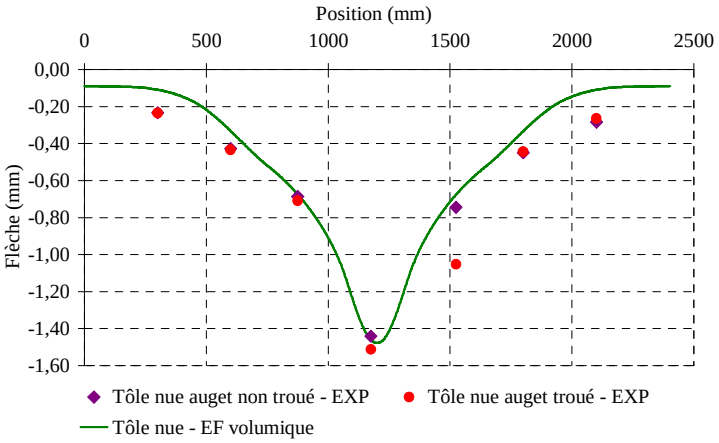


Figure 4.7. *Comparaison résultats expérimentaux et modélisation éléments volumiques : flèche le long de l'axe AA' pour le corps d'épreuve avec la tôle nue de 14 mm*

Pour la comparaison on considère tout d'abord les résultats expérimentaux avec le corps d'épreuve sain. On a vu dans le Chapitre 3 section 3.2.1 que la réalisation du trou change les valeurs de flèche mesurée.

La flèche au centre est légèrement sous-évaluée par le modèle aux éléments finis plaques, d'environ 5%, et surévaluée d'environ 2 % par le modèle aux éléments finis volumiques.

Une explication possible pour les écarts pourrait provenir d'une légère différence entre la modélisation des appuis sous les pièces de pont et la réalité.

Pour les deux modèles analysés, la différence est beaucoup plus importante à mi-portée des bords libres du corps d'épreuve lorsque qu'on compare les petites flèches : entre 61 et 70 %. Ceci pourrait également s'expliquer par la modélisation imparfaite des appuis.
Nous notons malgré tout une assez bonne corrélation entre les mesures de flèches et les deux modèles.

Nous comparons ensuite les déformations transversales en sous-face du platelage entre les augets 2 et 3 ainsi que les valeurs extrapolées en pied du cordon de soudure aux résultats du modèle aux éléments finis plaques.
Comme déjà constaté précédemment dans le Chapitre 3 section 3.2.2 et section 3.2.3, le trou n'a pas d'influence sur les mesures de déformation. En contrepartie l'interface utilisée, caoutchouc pour la structure non trouée et néoprène pour la structure trouée, change les déformations mesurées au centre des corps d'épreuve et à proximité des cordons de soudure (Figure 4.8 et Figure 4.9). Nous avons donc comparé les deux séries de résultats expérimentaux au modèle développé.
Pour les valeurs issues de la modélisation, nous avons extrapolé en supposant le cordon de soudure à 140 mm du centre du corps d'épreuve et en utilisant les résultats aux nœuds situés respectivement à 131 mm et 110 mm du centre du corps d'épreuve.

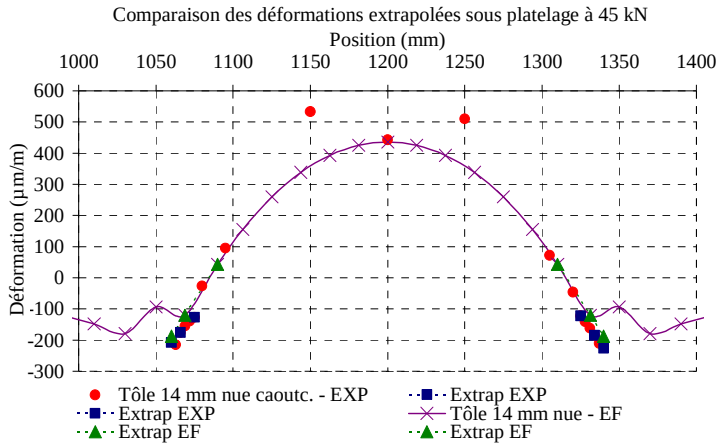


Figure 4.8. *Comparaison résultats expérimentaux (dalle non trouée) et modélisation plaque : déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve avec tôle nue de 14 mm*

Des graphiques de la Figure 4.8 et de la Figure 4.9, nous pouvons retirer les valeurs des déformations extrapolées pour :

- le modèle plaque : -188 µm/m ;
- l'essai avec l'interface caoutchouc et l'auget non troué : nord, -209 µm/m, et sud, -227 µm/m ;
- l'essai avec l'interface néoprène et l'auget troué : nord, -252 µm/m, et sud, -257 µm/m.

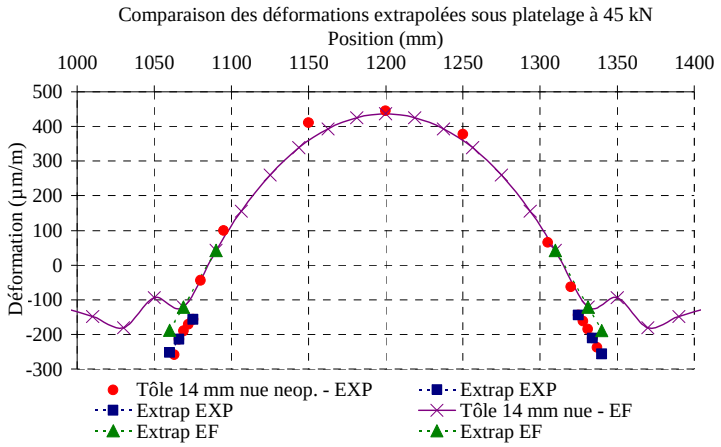


Figure 4.9. *Comparaison résultats expérimentaux (dalle trouée) et modélisation plaque : déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve avec tôle nue de 14 mm*

Les déformations extrapolées mesurées en pied du cordon de soudure avec le chargement plaque type A et l'interface caoutchouc sont supérieures à celles du modèle plaque de 10 % à 18 % (Figure 4.8). Lorsqu'on utilise l'interface néoprène la différence devient plus grande 27 % (Figure 4.9).
En contrepartie avec ce type d'interface les déformations au centre du corps d'épreuve sont nettement plus proches du modèle qu'avec l'interface caoutchouc, ce qui tend à confirmer une bonne description de la répartition spatiale de la charge.
L'interface néoprène a été choisie pour la réalisation des autres essais de la campagne expérimentale (section 3.1.2.2) car elle semble procurer une meilleure distribution de la charge sur les corps d'épreuve par rapport aux autres interfaces testées (sans interface, bois et sable). En l'état actuel de la modélisation, nous n'avons pas envisagé de modélisé le contact entre le système qui applique la force et le corps d'épreuve.

Le modèle aux éléments finis volumiques fournit une déformation extrapolée plus proche de celle mesurée (-221 µm/m) :

- différence de 3 à 6 % entre le modèle et l'essai avec l'interface caoutchouc et l'auget non troué (Figure 4.10) ;
- différence de 12 à 14 % entre le modèle et l'essai avec l'interface néoprène et l'auget troué (Figure 4.11).

Comme la maille du modèle volumique est très fine, nous avons pu extrapoler exactement comme dans les essais sur tôle nue : à partir des mesures réalisées à 6 mm et à 15 mm.

L'utilisation d'une maille plus fine à la place du 18,75 mm dans le modèle plaque pourrait peut-être aider à rapprocher les valeurs des déformations expérimentales de celles modélisées.

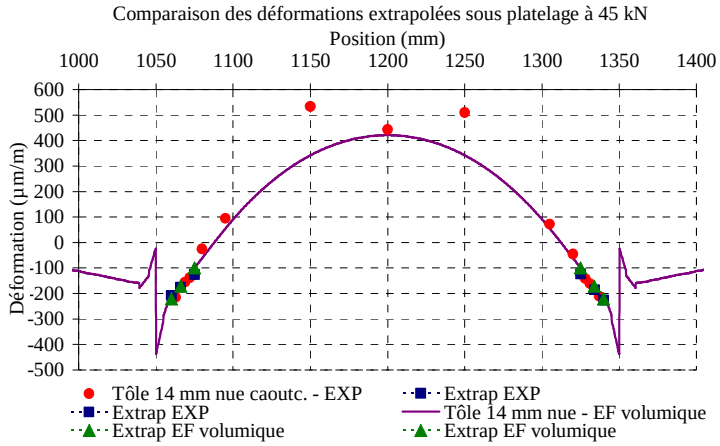


Figure 4.10. C*omparaison résultats expérimentaux (dalle non trouée) et modélisation volumique: déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve 1*

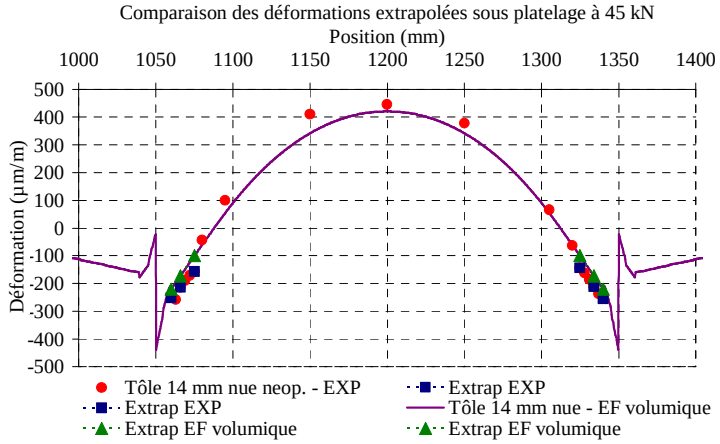


Figure 4.11. C*omparaison résultats expérimentaux (dalle trouée) et modélisation volumique : déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve 1*

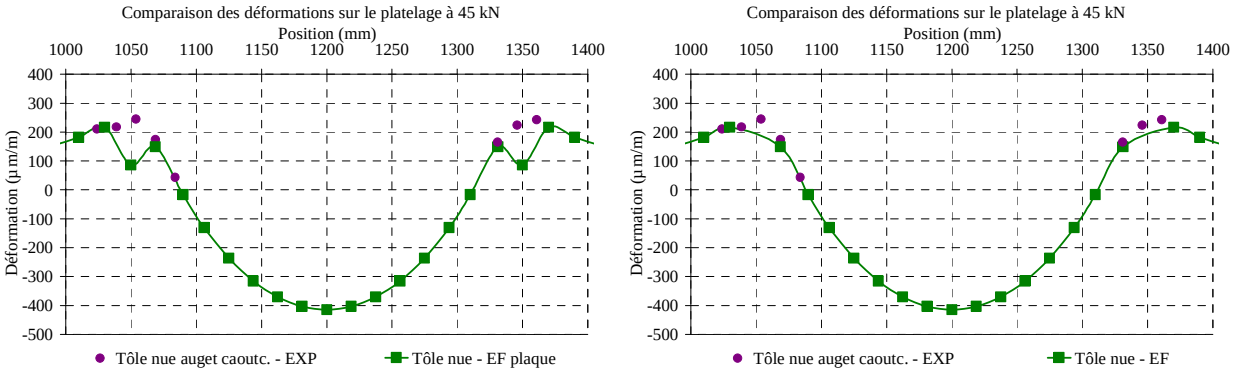


Figure 4.12. C*omparaison résultats expérimentaux et modélisation : déformation transversale au-dessus de la tôle de platelage entre augets pour le corps d'épreuve avec tôle nue de 14 mm*

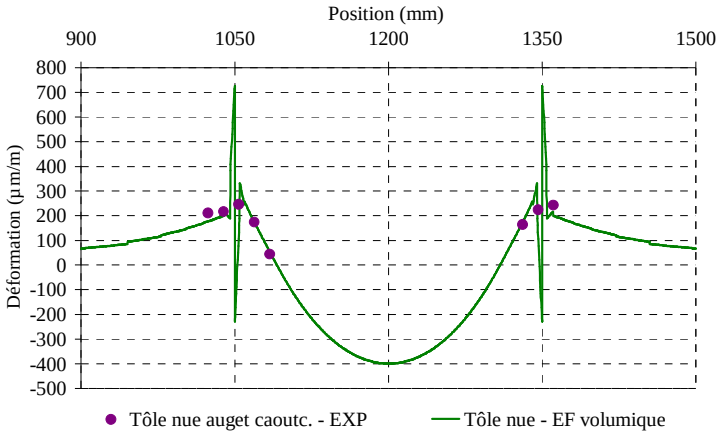


Figure 4.13. *Déformations au-dessus de la tôle de platelage obtenues expérimentalement et par la modélisation selon l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve 1*

Dès que nous avons enlevé le point d'inflexion du modèle plaque (voir premier graphique de la Figure 4.12), la courbe « déformation sur la tôle de platelage versus position » est devenue cohérente avec les résultats expérimentaux (deuxième graphique de la Figure 4.12). La différence ne dépasse pas 11 %.

Le graphique de la Figure 4.13 montre l'excellent accord entre les résultats expérimentaux et théoriques du modèle volumique pour les déformations au-dessus de la tôle de platelage dans l'axe transversal AA'.

Concernant la déformation longitudinale au centre de la dalle la différence entre les modèles et l'essai est :

- de 0 à 8 % pour le corps d'épreuve sans l'auget troué et avec l'interface caoutchouc : 66 µm/m d'après le modèle plaque, 60 µm/m d'après le modèle volumique, et 65 µm/m mesuré dans l'essai ;
- de 35 % à 41 % pour le corps d'épreuve avec l'auget troué et avec l'interface néoprène : 66 µm/m d'après le modèle plaque, 60 µm/m d'après le modèle volumique, et 102 µm/m mesuré dans l'essai.

Les différences peuvent peut-être s'expliquer par une modélisation imparfaite des appuis. Par exemple, le modèle volumique utilise des conditions d'appui type encastrement entre la dalle et les pièces de ponts qui ne sont pas absolument réalisées sur les corps d'épreuve testés.

Les déformations dans la paroi latérale de l'auget obtenues avec le modèle volumique n'ont pas pu être comparées aux résultats expérimentaux car elles n'ont pas été fournies par le modélisateur.
La Figure 4.14 ci-dessous montre la déformation transversale en fibre extérieure de l'auget pour le modèle plaque et pour les essais avec l'auget non troué et avec l'auget troué. L'origine des abscisses correspond à l'intersection auget-tôle de platelage. La valeur de déformation en pied de cordon de soudure est calculée en supposant l'épaisseur du cordon de soudure égale à 10 mm et en prenant comme référence les valeurs de déformation aux nœuds situés à respectivement 19 et 38 mm de la tôle de platelage.

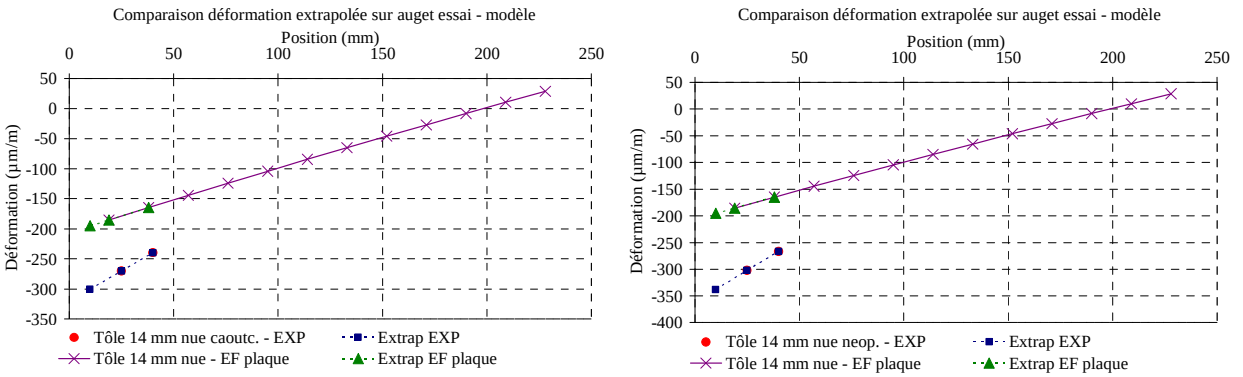


Figure 4.14. *Comparaison résultats expérimentaux et modélisation : déformation transversale le long de l'axe AA' en fibre extérieure de l'auget 2 du corps d'épreuve tôle de 14 mm nue*

Le modèle sous-estime la déformation en pied de cordon de soudure côté auget de manière importante, d'environ 35% pour le corps d'épreuve sans trou et d'environ 42 % pour le corps d'épreuve avec trou. Une explication possible pourrait être que le nœud liant le platelage à l'auget est dans la réalité constitué d'une soudure d'épaisseur non négligeable de l'ordre de 10 mm, et cette épaisseur n'est pas prise en compte dans la modélisation. Ceci peut modifier les rigidités relatives de l'auget et du platelage, entraînant une répartition des sollicitations différentes.

Globalement les deux modèles, plaque et volumique, produisent des résultats très proches. Le modèle 3D volumique est quand même plus précis dans la détermination des déformations à proximité du cordon de soudure en dessous de la tôle.
Tout de même nous remarquons que la modélisation aux éléments finis donne correctement accès aux flèches et aux contraintes nominales transversale et longitudinale au-dessous du platelage.
Malgré un maillage raffiné la prévision de la contrainte géométrique au point chaud doit intégrer un coefficient de 1,15 ou de 1,40 par rapport à l'extrapolation des contraintes calculées au niveau de la tôle de platelage et dans l'âme des augets respectivement.

Les modèles confirment la répartition uniforme des charges appliquées dans le cas des plaques lorsqu'une plaque type néoprène est utilisée comme interface entre le corps d'épreuve et la plaque métallique.

De ce fait on confirme la pertinence de la modélisation aux éléments finis de la tôle nue. Cela nous sera utile par la suite lorsque nous souhaiterons évaluer l'apport effectif en rigidité du revêtement BFUP par rapport à des tôles de 10 mm et 12 mm non revêtues.

4.2.3. Confrontation du modèle avec les résultats sur le corps d'épreuve n° 3 (Tôle de 14 mm revêtue de béton bitumineux)

Les comparaisons en flèche et en déformation entre le modèle volumique (unique à être developé pour le corps d'épreuve 3) et les résultats expérimentaux sont présentées dans les figures ci-dessous : Figure 4.15 et Figure 4.16.

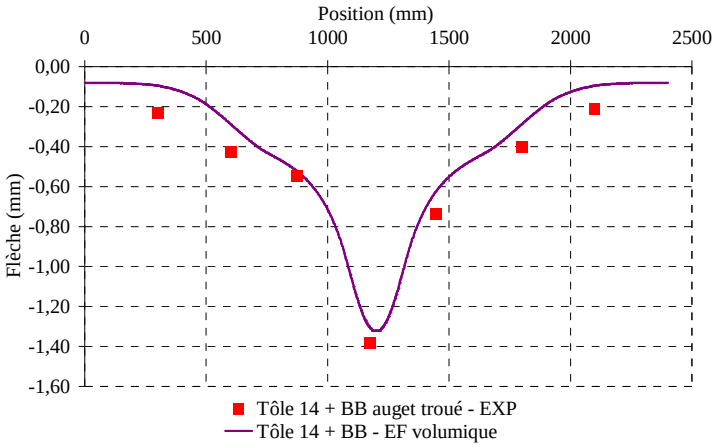


Figure 4.15. *Flèches obtenues expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve revêtu de BB*

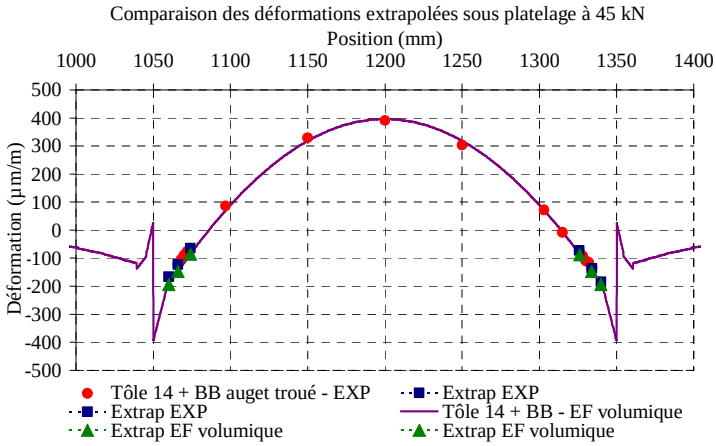


Figure 4.16. *Déformations au-dessous de la tôle de platelage obtenues expérimentalement et par la modélisation selon l'axe transversale AA' pour le corps d'épreuve 3*

Sur la Figure 4.15 on constate que la différence est de 5 % entre les flèches mesurées et celles du modèle pour la dalle revêtue de béton bitumineux.

Plus on s'éloigne du centre de la structure, plus l'écart entre le modèle et les résultats expérimentaux est grand. On est dans le domaine des petites flèches (de l'ordre de -0,1 mm à 0,2 mm), et l'écart peut aller jusqu'à 61%.

La Figure 4.16 présente la comparaison entre le modèle et les résultats expérimentaux des déformations mesurées au-dessous de la tôle de platelage pour le corps d'épreuve de 14 mm + BB. Les déformations sur le platelage n'ont pas été mesurées dans cette structure.
L'analyse de la courbe « déformation – position » montre un très bon accord entre les résultats expérimentaux et théoriques. Le modèle est plutôt sécuritaire, car la contrainte géométrique de fatigue au niveau de la tôle de platelage est surestimée par le modèle, différence de 9%. Elle vaut 41 MPa pour le modèle, et 37 MPa (moyenne entre la contrainte extrapolée du côté nord et celle du côté sud) pour l'essai expérimental.

En regardant maintenant les déformations longitudinales au centre des corps d'épreuve, on remarque un plus grand écart entre le modèle numérique et les mesures réalisées, de 30 % : d'après le modèle, 44 µm/m, et la valeur expérimentale, 63 µm/m. Cette différence peut venir du fait que le modèle utilise des conditions d'appui type encastrement entre la dalle et les pièces de pont qui ne sont pas parfaitement réalisées sur les corps d'épreuve testés.
Les déformations dans l'âme de l'auget n'ont pas pu être comparées aux résultats expérimentaux car elles n'ont pas été fournies par le modélisateur.

Le modèle tôle de 14 mm + BB a été validé en terme de flèche et déformation pour confrontation aux essais quasi-statiques à 20°C. Il est coherent avec un module d'Young du BB de 15 MPa. Grâce à ce modèle on pourra calculer les vraies contraintes de fatigue au niveau du platelage dans le cas d'un trafic réel avec une vitesse de chargement beaucoup plus élevée (environ 50 Hz) en tenant compte de la sensibilité du module du BB à la température et à la vitesse. En revanche nous n'avons pas d'indication concernant les déformations sur auget qui semblent être l'élément le plus critique en fatigue au niveau de la connexion soudée avec le platelage entre pièces de pont.

L'objectif des deux prochaines sections est d'apprécier la rigidité apportée par le revêtement BFUP en comparant les résultats expérimentaux des corps d'épreuve revêtus (corps d'épreuve 2 et 4) avec les résultats du modèle sans revêtement validé en 4.2.2 de même épaisseur de tôle de platelage : 10 mm et 12 mm.

4.2.4. Comparaison entre modèle tôle 10 mm nue et résultats expérimentaux sur le corps d'épreuve avec tôle 10 mm + BFUP

La Figure 4.17 montre les flèches obtenues le long de l'axe transversal AA' avec le modèle 2D plaque pour une sollicitation plaque type A à 45 kN.

La valeur de flèche maximale est de 2,120 mm contre 1,138 mm mesurée sur le corps d'épreuve (résultat de l'essai statique à la fin de l'essai de fatigue : essai du 18/11/2009, voir Tableau 3.54 de la section 3.5), soit

une diminution de 45 %, sans tenir compte de la sous-estimation de cette valeur par le modèle, de l'ordre de 5 %. Cette sous-estimation correspond à la différence entre les mesures des flèches et les résultats du modèle plaque pour les corps d'épreuve de 14 mm sans revêtement présentée dans la section 4.2.2 de ce chapitre. Par ailleurs le revêtement supprime les inflexions visibles par le calcul au niveau des augets.

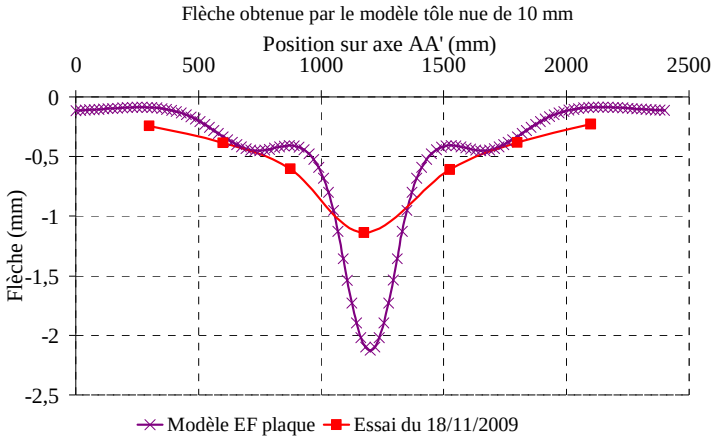


Figure 4.17. *Flèche le long de l'axe AA' pour le modèle tôle de 10 mm non revêtue*

Les déformations transversales au-dessous du platelage obtenues dans le modèle plaque le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 sont présentées dans la Figure 4.18, ainsi que la valeur extrapolée au pied du cordon de soudure.

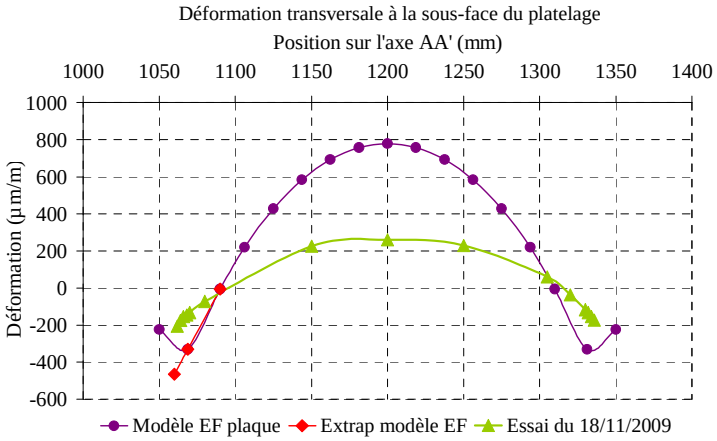


Figure 4.18. *Déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 pour le modèle tôle nue de 10 mm*

La valeur extrapolée obtenue grâce au modèle est de -465 µm/m au lieu de -210 µm/m, valeur expérimentale (résultat de l'essai statique à la fin de l'essai de fatigue : essai du 18/11/2009). Sans tenir compte de la sous-estimation de cette valeur par le modèle (différence entre le modèle et l'essai caractérisée

lors des comparaisons avec la tôle de 14 mm nue), la couche de BFUP permet de réduire cette déformation d'environ 55 % (voir Tableau 3.54 de la section 3.5).

La Figure 4.19 ci-dessous détaille les déformations transversales sur la face externe de l'auget en prenant l'origine des abscisses à l'intersection auget-tôle de platelage. En supposant l'épaisseur du cordon de soudure égale à 10 mm, nous extrapolons les valeurs à 19 et 38 mm pour obtenir la valeur de déformation au pied du cordon de soudure, c'est-à-dire à 10 mm de l'origine des abscisses.

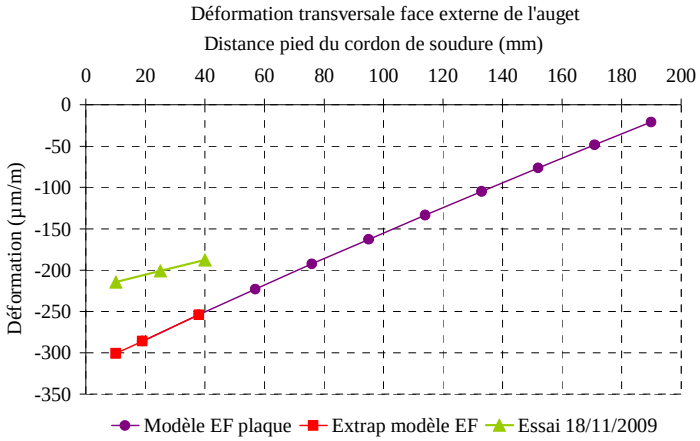


Figure 4.19. *Déformation transversale en face externe de l'auget pour le modèle tôle nue de 10 mm*

La valeur extrapolée obtenue par le modèle est de 301 µm/m au lieu de 214 µm/m (valeur mesurée sur le corps d'épreuve revêtu (voir Tableau 3.54 de la section 3.5)). Sans prendre en compte la correction sur la valeur donnée par le modèle, le BFUP permet de diminuer la déformation sur l'auget d'environ 29 %. En prenant en compte la correction sur la valeur du modèle, la réduction est de l'ordre de 50 %.

4.2.5. Comparaison entre modèle tôle 12 mm nue et résultats expérimentaux sur le corps d'épreuve avec tôle 12 mm + BFUP

La Figure 4.20 montre les flèches obtenues le long de l'axe transversal AA' avec le modèle numérique pour une sollicitation plaque type A à 45 kN.

La valeur de flèche maximale obtenue par le modèle tôle 12 mm nue est de 1,64 mm contre 0,92 mm mesurée sur le corps d'épreuve revêtu (résultat du dernier essai statique avant la fatigue : essai du 29/09/2010, voir Tableau 3.54 de la section 3.5), soit une diminution de 45%. Le revêtement supprime en outre les inflexions de la déformée tôle nue mises en évidence par le calcul.

La Figure 4.21 ci-dessous montre les déformations transversales obtenues par le modèle plaque avec tôle seule de 12 mm le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3.

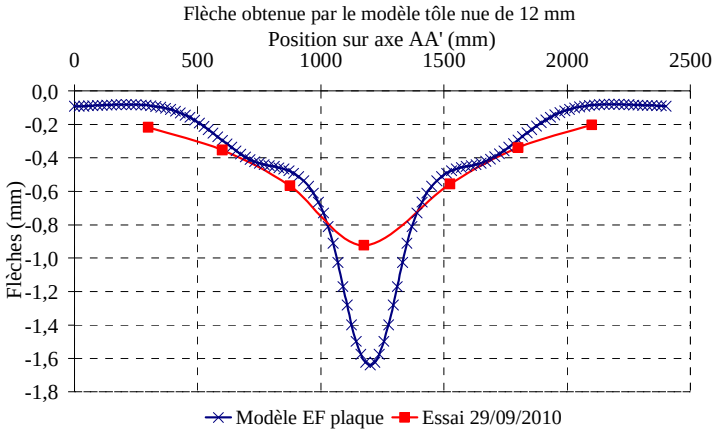


Figure 4.20. *Flèche le long de l'axe AA' pour le modèle tôle de 12 mm non revêtue*

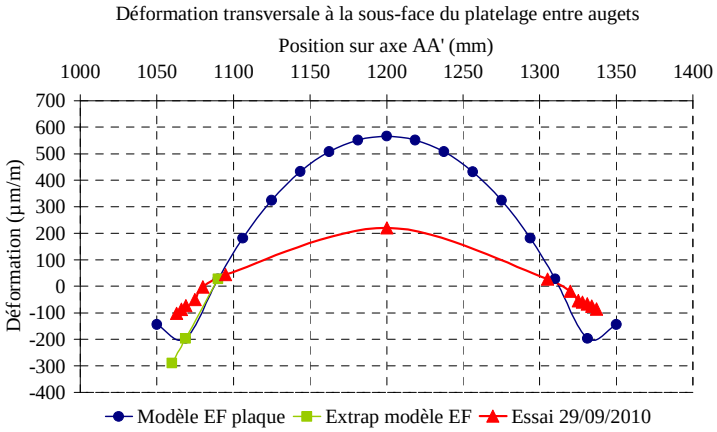


Figure 4.21. *Déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 pour le modèle tôle nue de 12 mm*

La valeur extrapolée obtenue grâce au modèle est de -289 µm/m à comparer à la valeur expérimentale de -118µm/m (voir Tableau 3.54 de la section 3.5). Sans tenir compte de la sous-estimation de cette valeur par le modèle (différence entre le modèle et l'essai caractérisée lors des comparaisons avec la tôle de 14 mm nue), la couche de BFUP permet de réduire cette déformation d'environ 60%.

La Figure 4.22 ci-dessous montre les déformations transversales sur la face externe de l'auget en prenant l'origine des abscisses à l'intersection auget-tôle de platelage. En supposant l'épaisseur du cordon de soudure égale à 10 mm, nous extrapolons les valeurs à 19 et 38 mm pour obtenir la valeur de déformation au pied du cordon de soudure, c'est-à-dire à 10 mm de l'origine des abscisses.

La valeur extrapolée obtenue est de 235 µm/m au lieu de 167 µm/m (voir Tableau 3.54 de la section 3.5). Sans prendre en compte la correction sur la valeur donnée par le modèle, le BFUP permet de diminuer la

déformation sur l'auget d'environ 29%. En prenant en compte la correction sur la valeur du modèle, la réduction est de l'ordre de 50%.

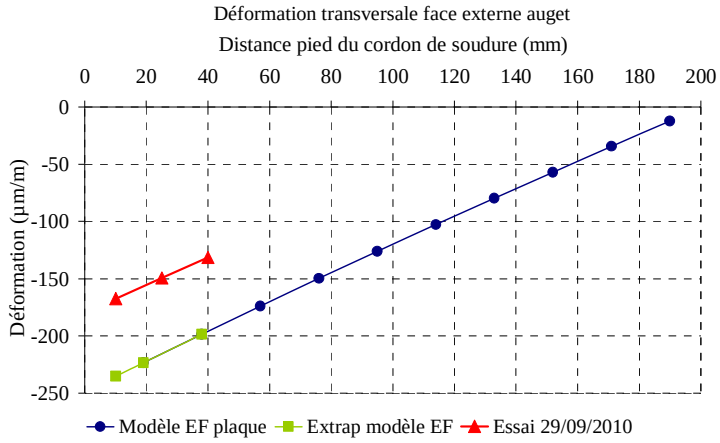


Figure 4.22. *Déformation transversale en face externe de l'auget pour le modèle tôle nue de 12 mm*

4.2.6. Comparaison des résultats issus de l'essai sur le corps d'épreuve n° 4 (12 mm + BFUP) et ceux issus de la modélisation

Initialement les corps d'épreuve revêtus de BFUP ont été modélisés avec une loi d'interface type collage parfait et avec le matériau BFUP purement élastique. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques sur le corps d'épreuve 2 (10 mm + BFUP) a permis de mettre en évidence que le corps d'épreuve ne se comportait pas comme attendu avec un BFUP dans son domaine élastique et une interface parfaitement adhérente entre acier et BFUP (voir Figure 4.23 et Figure 4.24). En effet, le corps d'épreuve réel s'est montré beaucoup plus souple que prévu par la modélisation : entre 32 % et 46 %, voir Figure 4.23.

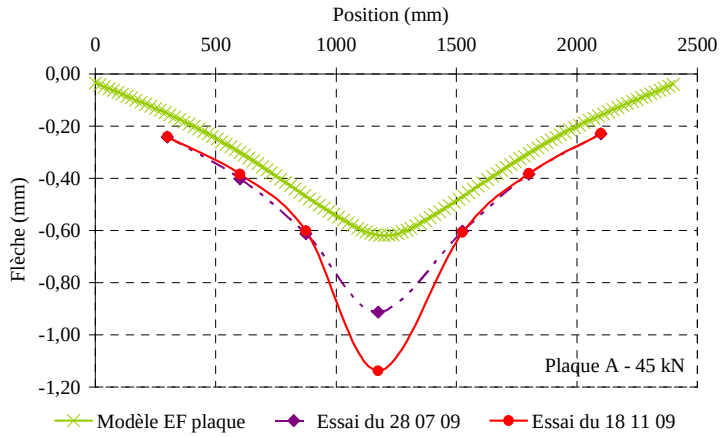


Figure 4.23. *Flèches obtenues expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve de tôle de 10 mm + BFUP*

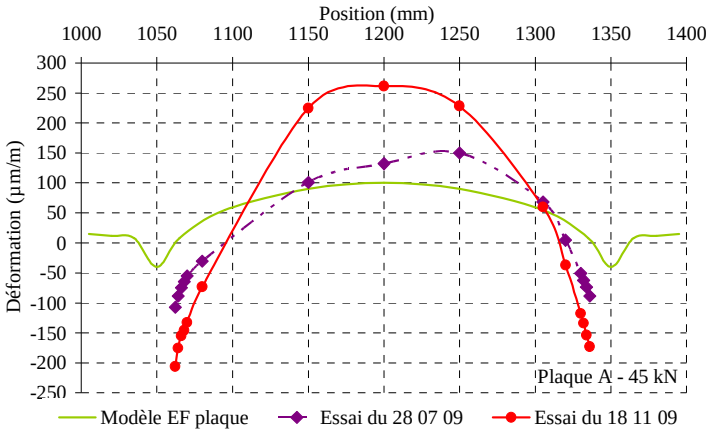


Figure 4.24. *Déformations au-dessous de la tôle de platelage obtenues expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve de tôle de 10 mm + BFUP*

Une analyse numérique plus fine a été réalisée sur le corps d'épreuve 4 (12 mm + BFUP) simultanément à la réalisation des essais et ses résultats tendent à confirmer l'hypothèse d'un glissement à l'interface entre les deux matériaux ainsi qu'une microfissuration en fibre inférieure du BFUP, le second phénomène étant la conséquence du premier. Les résultats de la modélisation sont donc présentés en se basant essentiellement sur la configuration du corps d'épreuve tôle de 12 mm + BFUP.

En terme de rigidité globale, les modèles avec des lois d'interface « glissement total » ou « glissement partiel » sont les plus convaincants pour représenter la réalité même s'ils semblent un peu trop souples : entre 12 % et 17 %, voir Figure 4.25. On note à ce propos que l'absence de contrainte normale forte à l'interface platelage-BFUP ne permet pas de différencier les hypothèses de glissement « partiel » ou « total ».

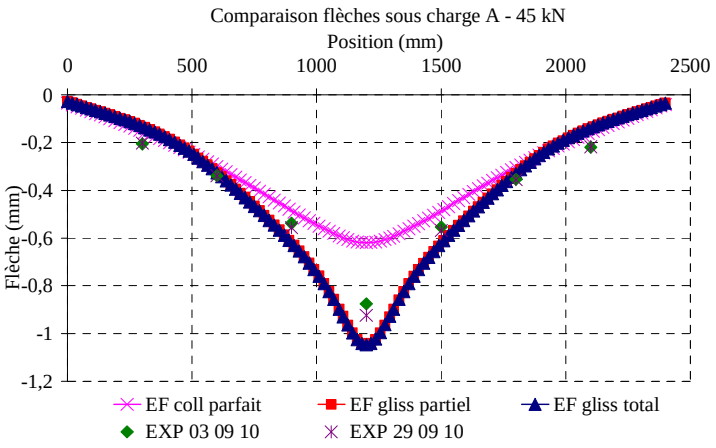


Figure 4.25. *Flèche obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' sous une charge plaque A à 45 kN*

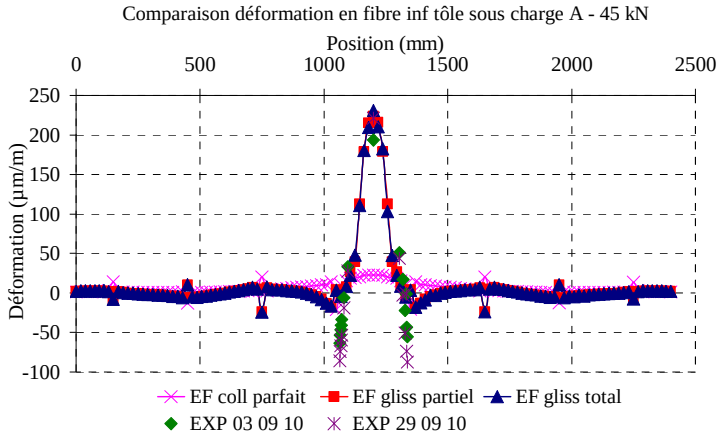


Figure 4.26. *Déformation transversale obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' en fibre inférieure du platelage métallique sous la plaque A à 45 kN*

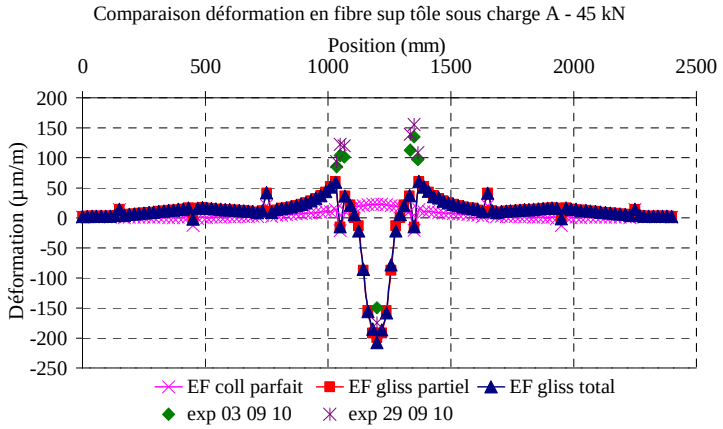


Figure 4.27. *Déformation transversale obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' en fibre supérieure du platelage métallique sous la plaque A à 45 kN*

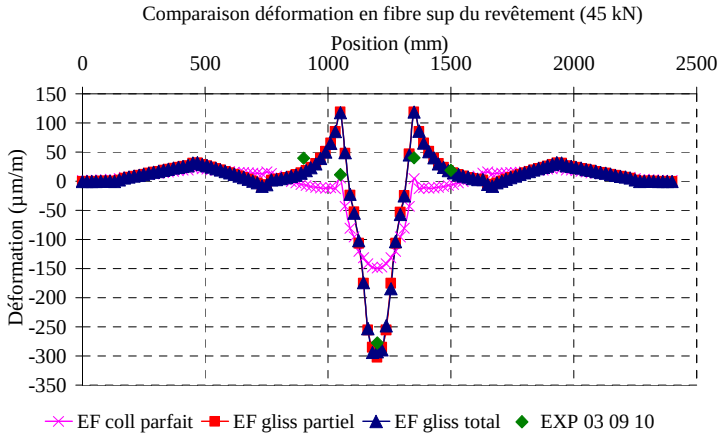


Figure 4.28. *Déformation transversale obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' en fibre supérieure du revêtement sous la plaque A à 45 kN*

Cela peut également provenir d'un biais du modèle puisque pour utiliser la théorie des plaques de Kirchoff-Love, il faut que la contrainte σ_{33} et les cisaillement en i_3 soient négligeables. La matrice des contraintes et la matrice des déformations n'ont que trois composantes 11, 22, et 12. Ceci explique sans doute le peu de différence entre le glissement total ($\mu=0$) et le glissement partiel $\mu=0,5$ avec ce type de loi de Coulomb.

Tout comme pour les résultats en flèche, la modélisation des déformations transversales, sous le platelage, Figure 4.26, sur le platelage, Figure 4.27, et sur le revêtement, Figure 4.28, dans l'axe AA' avec glissement partiel ou glissement total donne des résultats beaucoup plus convaincants par rapport aux mesures de flèche et de déformation transversale au centre du corps d'épreuve.

Les courbes expérimentales et celles issues de la modélisation sont très proches mais il semble y avoir une translation entre les deux pour ce qui concerne les déformations en fibre supérieure et inférieure du platelage. L'explication pourrait être la suivante : la condition d'encastrement du platelage métallique au niveau des augets pourrait être plus importante dans le cas réel que dans la modélisation. Ceci pourrait être dû à la non prise en compte de l'épaisseur du cordon de soudure dans le modèle.

Les déformations au-dessous de la tôle de platelage à proximité du cordon de soudure sont très différentes de celles obtenues par les modèles (voir Figure 4.26). L'écart est très grand, de l'ordre de 75 %. On a l'impression que dans le modèle la liaison auget – tôle de platelage est plus encastrée que dans la vraie structure. En revanche au centre du corps d'épreuve pour les modèles avec du glissement les déformations sont très proches de celles mesurées. La différence vaut entre 4 et 16 %.

Tout comme pour la tôle nue on sous-estime la contrainte de fatigue au niveau de l'auget. En revanche la contrainte de fatigue sur le platelage qui était assez correcte pour la tôle nue, se trouve ici sous-estimée. Avec un modèle plaque on modélise uniquement le feuillet moyen et on modifie légèrement la position réelle des nœuds de liaison ou d'encastrement. Cela peut modifier les rigidités relatives des différents éléments. De plus la non modélisation des soudures, comme il a été déjà dit, peut être la cause des différences remarquées.

Autre information intéressante donnée par le modèle aux éléments finis, si on fait l'hypothèse d'un comportement purement élastique du BFUP et sans tenir compte de la fissuration, les contraintes de traction par flexion dans la direction transversale au niveau de la fibre inférieure du BFUP sont d'un même ordre de grandeur que les contraintes limites du matériau (environ 20 MPa pour f_{tj} = 9,6 MPa) : voir Figure 4.29. Avec les résultats de ce modèle, à 150 kN (charge maximale appliquée), les contraintes engendrées dépassent la limite élastique du BFUP entraînant une fissuration importante de ce matériau. Cependant, une fois les essais expérimentaux réalisés, un nombre limité de fissures avec de faibles ouvertures ont été

identifiées. Les résultats du modèle confirment donc le caractère fissuré des corps d'épreuve (voir section 3.1.3 du Chapitre 3) en surestimant cette fissuration.

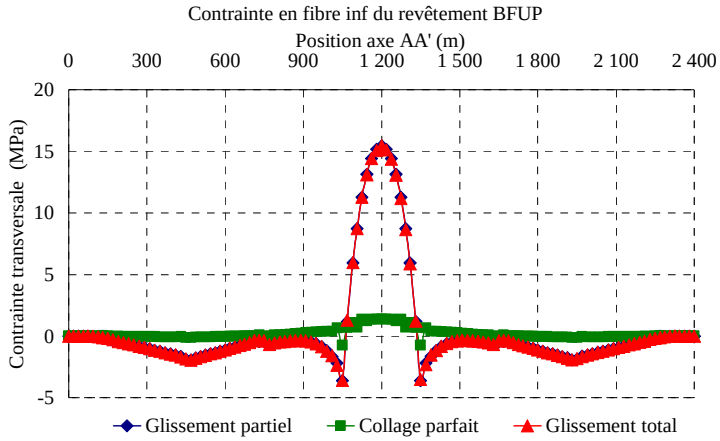


Figure 4.29. *Contrainte en fibre inférieure du BFUP dans la direction transversale le long de l'axe AA' obtenue par modélisation EF avec un comportement élastique du BFUP (force appliquée, 45 kN)*

4.3. Conclusions sur l'interpretation permise par les modèles

Les modèles simplifiés des dalles orthotropes ont permis d'obtenir les ordres de grandeur des flèches et des contraintes nominales au-dessous de la tôle au niveau de la liaison auget – platelage entre pièces de pont.

Les modèles aux éléments finis sont plus précis, mais beaucoup plus complexes, d'où l'importance de recouper les résultats avec l'expérimentation.

Les résultats du corps d'épreuve tôle nue ont validé la géométrie, les conditions aux limites et les conditions de chargement des modèles développés. La prévision des contraintes géométriques au point chaud pour vérification en fatigue requiert cependant des coefficients correcteurs, notamment pour la contrainte dans l'âme des augets. Les modèles plaque et volumique du corps d'épreuve tôle de 14 mm nue représentent globalement bien le comportement du corps d'épreuve 3 représentatif des dalles orthotropes actuelles. L'application de ces modèles aux corps d'épreuve revêtus de BFUP a permis d'identifier les différents phénomènes en jeu, en particulier le glissement à l'interface et la fissuration.

Le modèle 2D de Lamine Dieng relatif à la tôle nue paraît conforme aux résultats expérimentaux, sauf pour la modélisation de l'auget. La liaison auget – tôle de platelage n'est pas bien représentée dans le modèle plaque à cause de l'idéalisation géométrique de l'intersection des feuillets moyens. Les efforts qui transitent dans l'auget sont plus petits dans le modèle que dans la réalité (résultats des essais).
La solution serait peut-être de modéliser l'épaisseur apportée par les soudures avec un modèle en déformations planes comme celui présenté dans la Figure 1.33 de la section 1.2.2 [203] (pas très coûteux en temps), ou un modèle 3D, par une technique de sous-structuration.

Nous considérons que les modèles 3D des corps d'épreuve sans revêtement et avec le revêtement BB ont été validés par les mesures réalisées et réciproquement pour les résultats qui ont pu être comparés.

La modélisation des corps d'épreuve revêtus de BFUP a été plus compliquée en raison de la fissuration du matériau et des conditions non linéaires d'interface entre la tôle de platelage et le BFUP. Les courbes expérimentales et celles du modèle, « déformation transversale en fonction de la position », ont des allures assez comparables mais les valeurs sont très différentes surtout au niveau de la liaison auget – tôle de platelage. De ce fait le modèle fournit des contraintes de fatigue plus faibles que celles mesurées.
La liaison étudiée est plus encastrée dans le modèle que dans la réalité. Les écarts entre modèle et essai peuvent aussi venir du fait que le BFUP présente une légère fissuration localisée et que la modélisation réalisée considère des lois σ-ε davantage compatibles avec une multi-fissuration.

Il est important de signaler que le modèle plaque ne suffit pas pour identifier la répartition des contraintes dans l'épaisseur du BFUP. Il serait vraisemblablement recommandé d'utiliser un modèle totalement volumique ou au moins des éléments volumiques pour la tôle de platelage et le BFUP.
Une autre piste d'amélioration de la modélisation serait de développer un modèle qui prenne en compte la vraie rigidité des connecteurs.
Lorsqu'on sera au point sur ces modèles on pourra passer à la validation des autres cas de chargement : plaque type C, chargements doubles avec plaque type A et chargements avec les roues.

4.4. Calcul de durée de vie - Règle de Miner

Dans cette section, des calculs de durée de vie en fatigue [109] des corps d'épreuve testés ont été réalisés en utilisant la règle du cumul linéaire de l'endommagement (Règle de Miner) [118]. Les contraintes géométriques expérimentales déterminées au niveau de la liaison auget – tôle de platelage au pied du cordon de soudure sur la tôle de l'auget et sur la tôle de platelage, extrapolées au point chaud, ont été utilisées et combinées à l'estimation réglementaire de la durée de vie utilisant les classes de détail.

Le Chapitre 1, état de l'art sur les dalles orthotropes, a fait le point sur les questions de vérification à la fatigue par les courbes S-N (section 1.3.1 et Annexe 2) et d'application de la règle du cumul linéaire de l'endommagement pour le calcul de durée de vie (section 1.3.5). Nous indiquons ici les hypothèses adoptées dans nos calculs.

Le modèle de charge de fatigue LM 4 de l'Eurocode 1-2 [134] a été retenu car il représente un ensemble de camions standard produisant ensemble des effets équivalents à ceux du trafic typique des routes européennes. Le tableau de référence décrivant ce modèle a été présenté dans le Chapitre 2, section 2.2.2 (voir Figure 2.30). D'après cette figure la valeur de la charge à considérer pour le calcul vaut :

- Plaque type A : force considérée, 35 kN ;
- Plaque type B : forces considérées, 75 kN, 70 kN, 65 kN, 60 kN et 45 kN ;
- Plaque type C : forces considérées, 45 kN et 40 kN.

L'analyse des fichiers résultats obtenus au cours des essais nous permettent de déterminer les contraintes géométriques expérimentales pour toutes les forces listées ci-dessus. Nous ne pouvons pas simplement reprendre les valeurs présentées dans le Chapitre 3 section 3.2.4 car elles correspondent uniquement au niveau de charge 45 kN pour la plaque A, 60 kN pour la plaque C, et 90 kN (double de la charge de la plaque A) pour la plaque B. Ces niveaux d'efforts ne sont en effet identifiés que dans le modèle de charge de fatigue LM 2 qui représente un ensemble de camions idéalisés, appelés camions « fréquents », considérés séparément circulant seuls le long de la voie [134].

Le calcul de durée de vie a été fait à partir des résultats des essais avec les chargements type plaque et aussi avec les chargements type roue de camion. Toutefois on a considéré que la roue de camion seule représentait à la fois la plaque type A et la plaque type C de l'Eurocode 1-2, puisqu'il n'était pas possible de faire varier la surface chargée par la roue de camion. De plus, nous avons moyenné les mesures au pied du cordon de soudure côté nord et celles côté sud.

L'ensemble des résultats expérimentaux (déformations et contraintes extrapolées pour chaque niveau de charge en valeur absolue) nécessaires pour l'évaluation de la durée de vie des corps d'épreuve testés figurent sur le Tableau 4.6, Tableau 4.7, Tableau 4.8 et Tableau 4.9. Les deux premiers tableaux utilisent les résultats avec un chargement type plaque métallique, et les deux derniers les résultats avec un chargement roue de camion.

	Déformation (µm/m) en valeur absolue							
	Tôle 14 mm nue		Tôle 10 mm + BFUP		Tôle 14 mm + BB		Tôle 12 mm + BFUP	
Configuration (plaques)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)
A 35 kN	196,8	249,2	170,9	152,2	133,7	191,1	86,0	119,5
B 45 kN	82,9	124,5	80,2	75,3	52,0	90,5	30,9	96,3
B 60 kN	104,6	164,8	90,7	102,8	75,0	121,7	34,6	126,8
B 65 kN	112,5	178,4	94,6	110,8	84,6	134,0	36,0	136,6
B 70 kN	119,6	193,1	97,8	119,1	93,3	145,8	36,8	146,7
B 75 kN	127,7	209,5	100,8	124,4	102,4	157,7	37,7	156,9
C 40 kN	155,3	262,2	171,8	150,8	63,3	163,1	92,2	142,2
C 45 kN	169,7	291,3	186,1	165,7	79,3	192,0	98,4	158,7

Tableau 4.6. *Déformations extrapolées en valeur absolue des essais avec plaque métallique pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4)*

	Contrainte (MPa) en valeur absolue							
	Tôle 14 mm nue		Tôle 10 mm + BFUP		Tôle 14 mm + BB		Tôle 12 mm + BFUP	
Configuration (plaques)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)
A 35 kN	41,3	52,3	35,9	32,0	28,1	40,1	18,1	25,1
B 45 kN	17,4	26,2	16,8	15,8	10,9	19,0	6,5	20,2
B 60 kN	22,0	34,6	19,1	21,6	15,8	25,5	7,3	26,6
B 65 kN	23,6	37,5	19,9	23,3	17,8	28,1	7,5	28,7
B 70 kN	25,1	40,6	20,5	25,0	19,6	30,6	7,7	30,8
B 75 kN	26,8	44,0	21,2	26,1	21,5	33,1	7,9	32,9
C 40 kN	32,6	55,1	36,1	31,7	13,3	34,3	19,4	29,9
C 45 kN	35,6	61,2	39,1	34,8	16,6	40,3	20,7	33,3

Tableau 4.7. *Contraintes extrapolées en valeur absolue des essais avec plaque métallique pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4)*

	Déformation (µm/m) en valeur absolue							
	Tôle 14 mm nue		Tôle 10 mm + BFUP		Tôle 14 mm + BB		Tôle 12 mm + BFUP	
Configuration (roues)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)
A 35 kN	205,1	279,4	185,0	151,7	180,4	231,8	100,1	139,0
B 45 kN	142,6	93,6	97,8	79,9	133,9	109,5	75,6	109,9
B 60 kN	193,4	129,2	115,8	107,1	181,3	146,2	84,5	137,5
B 65 kN	210,5	139,8	120,5	119,0	195,3	153,9	87,3	146,3
B 70 kN	226,8	152,2	126,0	125,4	210,9	166,8	90,1	154,6
B 75 kN	240,4	160,9	131,3	135,1	220,7	176,1	92,2	162,9
C 40 kN	222,7	315,0	196,4	168,8	194,1	260,0	103,8	155,2
C 45 kN	231,3	337,5	206,0	184,6	205,7	284,9	105,8	169,7

Tableau 4.8. *Déformations extrapolées en valeur absolue des essais avec roue de camion pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4)*

	Contrainte (MPa) en valeur absolue							
	Tôle 14 mm nue		Tôle 10 mm + BFUP		Tôle 14 mm + BB		Tôle 12 mm + BFUP	
Configuration (roues)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)	Platelage (IIS)	Auget (CECA)
A 35 kN	43,1	58,7	38,9	31,9	37,9	48,7	21,0	29,2
B 45 kN	30,0	19,7	20,5	16,8	28,1	23,0	15,9	23,1
B 60 kN	40,6	27,1	24,3	22,5	38,1	30,7	17,7	28,9
B 65 kN	44,2	29,4	25,3	25,0	41,0	32,3	18,3	30,7
B 70 kN	47,6	32,0	26,5	26,3	44,3	35,0	18,9	32,5
B 75 kN	50,5	33,8	27,6	28,4	46,4	37,0	19,4	34,2
C 40 kN	46,8	66,1	41,2	35,4	40,8	54,6	21,8	32,6
C 45 kN	48,6	70,9	43,3	38,8	43,2	59,8	22,2	35,6

Tableau 4.9. *Contraintes extrapolées en valeur absolue des essais avec roue de camion pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4)*

Dans la suite du calcul de durée de vie nous pouvons remplacer le trafic tel que représenté par les modèles de charge de fatigue par un camion « moyen » composé de n_i charges d'essieu équivalentes. Chaque type de charge, A, B ou C, pour un niveau de force donné, est associé à une valeur de n_i relative à un type de trafic : longue distance, moyenne distance, trafic local (Tableau 4.10).

Le calcul a été réalisé pour les trois types de trafic avec le modèle de charge LM 4. Une analyse plus approfondie a été faite en tenant compte d'un trafic du type longue distance caractéristique des grands ouvrages à dalle orthotrope comme par exemple, le Viaduc de Millau ou le pont de Normandie.

Type de roue	**Charges d'essieu**	**Charges des roues**	**Camion moyen : n_i**		
	(kN)	(kN)	Trafic longue distance	Trafic moyenne distance	Trafic local
A	70	35	1	1	1
B	90	45	0,3	0,3	0,1
B	120	60	0,1	0,2	0,1
B	130	65	0,3	0,45	0,85
B	140	70	0,15	0,15	0,05
B	150	75	0,5	0,3	0,05
C	80	40	0,2	0,1	0,1
C	90	45	1,6	0,95	0,2

Tableau 4.10. *Proportion de type de charge pour calcul en fatigue*

Nous avons considéré le nombre annuel de camions sur la voie lente correspondant au trafic autoroutier d'intensité élevée : deux millions de véhicules par an et par voie lente (Figure 4.30).

Nous avons également supposé que 50% des roues passent en position centrée dans la zone étudiée, telle que nous l'avons réalisée durant les essais (voir équation 44), et les autres 50% sont négligés (règle de la distribution des fréquences de l'Eurocode 1-2 (Figure 4.31)).

Catégories de trafic		N_{obs} par an et par voie lente
1	Routes et autoroutes à 2 voies ou plus dans chaque sens, avec un trafic de camions élevé	$2,0 \times 10^6$
2	Routes et autoroutes avec un trafic de camion moyen	$0,5 \times 10^6$
3	Routes principales avec un faible trafic de camions	$0,125 \times 10^6$
4	Routes locales avec un faible trafic de camions	$0,05 \times 10^6$

Figure 4.30. *Nombre indicatif de véhicules lourds prévus par an et par voie lente [134]*

A partir de la courbe S-N donnée par l'Eurocode 3-1-9 (Figure 1.36 de la section 1.3.1) [135], nous pouvons obtenir le nombre de cycles (N) en fonction du niveau de contrainte (S). Pour un cas de charge donné i, conduisant à une extrapolation de contrainte σ_i dans la zone étudiée, le nombre maximum de chargements possibles avant rupture de l'élément est de la forme : $N_i(\sigma_i)$.

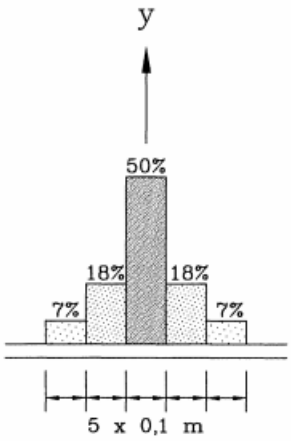


Figure 4.31. *Distribution des fréquences de la position transversale de l'axe d'un véhicule [134]*

L'endommagement correspondant à ce chargement est représenté par l'équation 42 ci-dessous.

$$D_i = \frac{1}{N_i(\sigma_i)} \tag{42}$$

L'équation 42 peut avoir plusieurs formes suivant le domaine de variation du niveau de contrainte. En notant « σ_D », la limite d'endurance, et « σ_L », la limite de troncature, définies dans la courbe S-N (Figure 1.36 de la section 1.3.1), on a :

$$D_i = \begin{cases} \dfrac{1}{N_D}\left(\dfrac{\sigma_i}{\sigma_D}\right)^3 \; si \; \sigma_i \geq \sigma_D \\ \dfrac{1}{N_L}\left(\dfrac{\sigma_i}{\sigma_L}\right)^5 \; si \; \sigma_D \geq \sigma_i \geq \sigma_L \\ 0 \; si \; \sigma_L \geq \sigma_i \end{cases} \tag{43}$$

L'endommagement créé par le passage d'un camion moyen sera de :

$$D_d = 0{,}5 \cdot \sum_i n_i D_i \tag{44}$$

Le passage de « n » camions créera un endommagement égal à $n \cdot D_d$.

La ruine sera atteinte lorsque l'endommagement sera égal à 1. D'où un nombre total de camions avant ruine égal à :

$$N_{ruine} = \frac{1}{D_d} \tag{45}$$

Pour un trafic de 2.10^6 camions par an comme défini précédemment, nous arrivons à une durée de vie de :

$$T_{ruine} = \frac{1}{2.10^6 \cdot D_d} \tag{46}$$

Les calculs de durée de vie ont été réalisés pour les quatre corps d'épreuve testés en prenant en compte les classes de détail de l'Eurocode 3-1-9 (71 MPa pour la tôle de l'auget, et 100 MPa pour la tôle de platelage) [135], mais également celles préconisées par Kolstein (90 MPa pour la tôle de l'auget, et 125 MPa pour la tôle de platelage) [103].

Les résultats du calcul utilisant le modèle de charge LM 4 et les résultats des essais avec plaque et roue de camion sont présentés dans le Tableau 4.11, Tableau 4.12 et Tableau 4.13 respectivement pour un trafic local, moyenne distance et longue distance.

		Plaque métallique				Roue de camion			
		$\sigma_{\text{tôle de platelage}}$		σ_{Auget}		$\sigma_{\text{tôle de platelage}}$		σ_{Auget}	
	Classe de détail	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*
Tôle 14 nue	EC3	90,1	*4,6*	3,0	*0,1*	26,6	*0,8*	2,3	*0,1*
	Kolstein	∞		21,6	*0,1*	∞		5,7	*0,1*
Tôle 10 + BFUP	EC3	∞		42,0	*2,4*	257,2	*12,2*	35,0	*1,8*
	Kolstein	∞		∞		∞		366,2	*23,1*
Tôle 14 + BB	EC3	∞		14,7	*1,2*	68,2	*2,94*	4,1	*0,2*
	Kolstein	∞		51,1	*4,4*	∞		13,4	*0,7*
Tôle 12 + BFUP	EC3	∞		140,9	*6,7*	∞		29,8	*1,3*
	Kolstein	∞		∞		∞		∞	

Tableau 4.11. *Evaluation de la durée de vie avec le modèle de charge LM 4 pour un trafic local (en années)*

Les trois tableaux montrent que les durées de vie calculées avec la contrainte déterminée au niveau de l'auget sont beaucoup plus faibles que celles déterminée au niveau de la tôle de platelage. Cependant l'endommagement associé à cette contrainte est moins critique vis-à-vis du fonctionnement de la structure que celui qui correspond à l'endommagement de la tôle de platelage car la détection et la réparation de ce type dommage est vraisemblablement plus facile.

De plus, la durée de vie calculée est très sensible au choix de la classe de détail qui dépend des résultats et de l'interprétation des essais de fatigue réalisés en laboratoire sur de petites éprouvettes. La prise en compte des valeurs de classe de détail de Kolstein conduit à des durées de vie assez nettement plus élevées que celles calculées avec les classes de détail de l'Eurocode 3-1-9. Il est important de signaler que la différence

pourrait être encore plus grande si on avait utilisé la valeur de 71 MPa à la place des 100 MPa (selon l'annexe B de l'Eurocode 3-1-9) pour le détail sur la tôle de platelage. L'Eurocode 3-1-9 n'est pas très clair dans la définition de la classe de détail dans cette région. Pour cette raison, les bureaux d'étude réalisent parfois leurs calculs en prenant en compte la valeur de 71 MPa (voir section 1.3.1).

		Plaque métallique				Roue de camion			
		$\sigma_{\text{tôle de platelage}}$		σ_{Auget}		$\sigma_{\text{tôle de platelage}}$		σ_{Auget}	
	Classe de détail	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*
Tôle 14 nue	EC3	90,1	*6,5*	1,7	*0,0*	16,5	*0,5*	1,2	*0,0*
	Kolstein	∞		6,7	*0,2*	∞		2,8	*0,1*
Tôle 10 + BFUP	EC3	∞		23,1	*1,2*	69,7	*3,7*	16,1	*0,8*
	Kolstein	∞		∞		∞		77,1	*4,9*
Tôle 14 + BB	EC3	∞		8,7	*0,6*	36,7	*1,5*	2,1	*0,1*
	Kolstein	∞		31,2	*2,2*	∞		6,0	*0,2*
Tôle 12 + BFUP	EC3	∞		34,3	*1,8*	∞		17,0	*0,7*
	Kolstein	∞		∞		∞		∞	

Tableau 4.12. *Evaluation de la durée de vie avec le modèle de charge LM 4 pour un trafic moyenne distance (en années)*

		Plaque métallique				Roue de camion			
		$\sigma_{\text{tôle de platelage}}$		σ_{Auget}		$\sigma_{\text{tôle de platelage}}$		σ_{Auget}	
	Classe de détail	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*	Durée de vie	*Ecart-type*
Tôle 14 nue	EC3	90,1	*4,6*	1,2	*0,0*	12,2	*0,4*	0,9	*0,0*
	Kolstein	∞		3,2	*0,1*	∞		1,9	*0,0*
Tôle 10 + BFUP	EC3	∞		16,2	*0,8*	40,8	*2,1*	10,6	*0,5*
	Kolstein	∞		∞		∞		45,8	*2,9*
Tôle 14 + BB	EC3	∞		6,4	*0,4*	25,2	*1,1*	1,4	*0,1*
	Kolstein	∞		23,3	*1,7*	∞		3,9	*0,1*
Tôle 12 + BFUP	EC3	∞		20,9	*1,1*	∞		12,3	*0,5*
	Kolstein	∞		∞		∞		∞	

Tableau 4.13. *Evaluation de la durée de vie avec le modèle de charge LM 4 pour un trafic longue distance (en années)*

Les résultats du Tableau 4.13 (trafic longue distance) sont représentés graphiquement dans la Figure 4.32 pour le chargement type plaque métallique de l'Eurocode 1-2 et dans la Figure 4.33 pour le chargement à partir de vraies roues de camion.

On remarque que les durées de vie sont plus petites avec les résultats des essais roue qu'avec les résultats des essais plaque, plus précisément au niveau de la tôle de platelage pour les corps d'épreuve tôle de 14 mm nue (corps d'épreuve 1), tôle de 10 mm + BFUP (corps d'épreuve 2), et tôle de 14 mm revêtue de BB (corps d'épreuve 3). La différence est très certainement due à la différence de surface de chargement entre la plaque et la roue. Les roues présentent en effet une longueur plus faible (environ 250 mm au lieu de 320 mm) que les plaques, pour une largeur plus importante. De plus, la répartition surfacique de la charge n'est sans doute pas uniforme. La pression est très certainement supérieure au centre de l'empreinte.

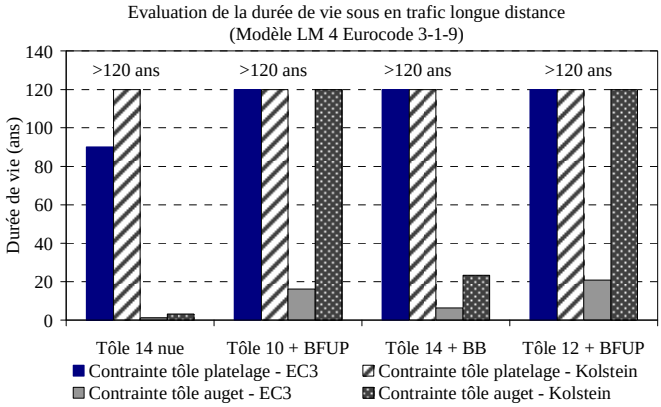


Figure 4.32. *Calcul des durées de vie avec les résultats des essais plaque métallique*

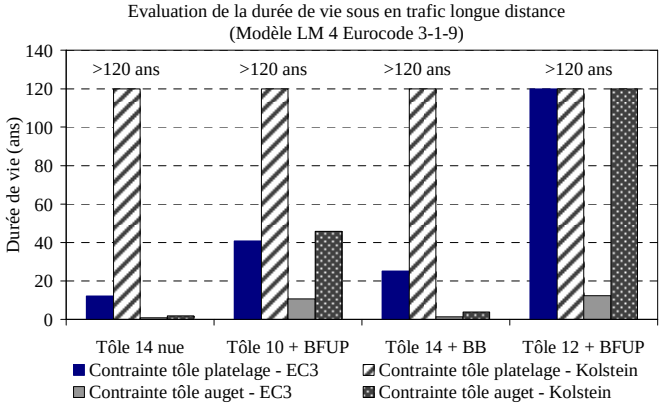


Figure 4.33. *Calcul des durées de vie avec les résultats des essais roue de camion*

Les durées de vie calculées pour la dalle non revêtue sont extrêmement faibles (sauf au niveau de la tôle de platelage avec la classe de détail de Kolstein) comme l'a déjà montré l'étude de S. Brisard [23]. Cette étude

a également conclu qu'il n'était pas réaliste de négliger l'effet du revêtement pour évaluer la durée de vie en fatigue des dalles orthotropes, et on le voit sur les graphiques ci-dessus.
L'effet bénéfique du revêtement BB se traduit par un facteur minimum de 1,8 sur les durées de vie calculées. Il est toutefois moins important que celui du BFUP : facteur minimum de 3,3 pour le corps d'épreuve 2 et facteur minimum de 14,5 pour le corps d'épreuve 4.

Il est important de signaler que la durée de vie calculée pour le corps d'épreuve 3 prend en compte les caractéristiques du matériau béton bitumineux à basse fréquence, et que dans un ouvrage réel on peut avoir un BB plus résistant, avec un module d'Young complexe plus élevé notamment en hiver et sous circulation rapide. Cette valeur dépend de la fréquence de sollicitation mais aussi de la température [152] [153].

La solution tôle de 12 mm + BFUP est l'unique configuration qui présente une durée de vie infinie pour presque tous les calculs (trois sur quatre), sauf pour le détail sur la tôle de l'auget calculé à partir de la classe de détail de l'Eurocode 3-1-9. Cette structure a été testée en dynamique avec un chargement correspondant à 100 ans de trafic, et son comportement a été très stable malgré la connexion partielle entre le BFUP et la tôle métallique. L'énorme gain en durée de vie de cette structure par rapport à la solution réelle de référence tôle de 14 mm + BB est également remarquable.

La classe de détail de l'Eurocode 3-1-9 semble être excessivement rigoureuse, il est peut-être temps de revoir ces valeurs normatives. Le problème est que pour l'instant nous n'avons aucun élément de recalage de durée de vie en fatigue effectivement constaté.

CHAPITRE 5

Analyse de cycle de vie (ACV) : perspectives issues d’une première étude quantitative

5.1. Introduction et présentation de la méthodologie 319
5.2. Le cas d’étude : Viaduc de Millau 319
5.3. Objectif et cadre de l’étude 324
5.4. Modèle de cycle de vie 326
5.4.1. Phase de production des matériaux de construction 326
5.4.2. Phase de transport des matériaux de construction 331
5.4.3. Phase de construction de l’ouvrage 333
5.4.4. Phase de vie de l’ouvrage 334
5.4.5. Phase de fin de vie 336
5.5. Résultats et interprétations 337
5.5.1. Impacts environnementaux des différentes phases du cycle de vie 338
5.5.2. Comparaison des deux conceptions 340
5.5.3. Influence de la couche de roulement époxy : conception BFUP 345
5.5.4. Influence d’une éventuelle maintenance du BFUP 346
5.5.5. Scénarios époxy et maintenance BFUP : sensibilité combinée 348
5.6. Conclusion de l’étude ACV 350

5. Analyse de cycle de vie (ACV) : perspectives issues d'une première étude quantitative

5.1. Introduction et présentation de la méthodologie

L'étude de l'influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes vise notamment à contribuer à la diminution de la maintenance et à l'accroissement de la durée de service des ouvrages. La résistance à la fatigue du tablier et l'usure plus au moins rapide du revêtement sont donc intimement liés au bilan environnemental, mais aussi économique de l'ouvrage sur son cycle de vie. Aussi, le présent chapitre se propose – modestement et avec les données à notre disposition – d'appliquer au cas des dalles orthotropes le bilan environnemental par analyse de cycle de vie (ACV). Cette approche est destiné à éclairer les choix de conceptions associés aux différents complexes dalle orthotrope + revêtement étudiés, en complément des comparaisons de performance technique détaillées précédemment.

L'ACV est une méthodologie quantitative, multicritère et normalisée au niveau international (ISO 14040-44) [138] d'évaluation des impacts potentiels d'un produit, d'un procédé ou d'un service sur l'environnement, durant l'ensemble des étapes de sa vie, de l'extraction des ressources naturelles jusqu'au traitement final des déchets. Méthodologie en 4 étapes – objectif et cadre de l'étude, inventaire de cycle de vie, évaluation de l'impact, interprétation – l'ACV conduit à dresser le bilan comptable des flux élémentaires quantifiés des entrants (matière, énergie, eau) et sortants (émissions dans l'air, l'eau ou les sols) sur les différentes étapes du cycle de vie. L'ACV offre une vision globale du profil environnemental puisqu'elle permet d'établir un bilan global sur le cycle de vie du produit, en quantifiant les impacts sur différents enjeux pour l'environnement.
L'étude ci-après a été réalisée conformément la série des normes ISO 14040 [137] [138].

Etant donné l'état actuel des connaissances (données d'inventaires de cycles de vie établies et disponibles dans la littérature), les modélisations simplifiées introduites pour certains procédés et l'asymétrie d'information entre les deux alternatives de conception comparées, les estimations qui suivent sont à considérer à titre d'ordre de grandeur. Nous n'avons aucunement cherché à avantager une conception par rapport à l'autre. Cette étude est uniquement fondée sur les quantitatifs, procédés et hypothèses qui nous ont été soumis et qui sont précisés dans la suite. Si ces quantités, procédés ou hypothèses étaient soumis à modification, les conclusions de cette approche seraient alors également susceptibles d'évoluer.

5.2. Le cas d'étude : Viaduc de Millau

L'éclairage de l'ACV vise à dresser et comparer les bilans environnementaux des différentes conceptions de dalles orthotropes revêtues, étudiées jusqu'ici essentiellement sous l'angle de leur fonctionnement mécanique. Une telle comparaison impose logiquement la prise en compte des bilans environnementaux

intrinsèques respectifs des différentes solutions mais également l'évaluation de l'influence du choix de tablier sur l'ouvrage, dans sa globalité.

Le choix d'un type de revêtement ne peut en effet être considéré indépendamment de la conception du reste de l'ouvrage. Par exemple, des revêtements équivalents en béton bitumineux ou en BFUP induisent un poids propre différent du tablier de pont, ce qui impose un dimensionnement propre de la structure : charpente métallique, haubans, appuis, etc. Par ailleurs, mener l'analyse à l'échelle de l'ouvrage permet de mesurer l'influence relative du choix du type de revêtement à cette échelle. Il s'agit d'identifier si le choix du revêtement constitue un enjeu majeur à l'échelle d'un ouvrage d'art.

Par conséquent, l'échelle de la dalle orthotrope – qui a été précédemment utilisée pour étudier l'influence du revêtement sur le phénomène de fatigue – n'est plus suffisante dans une perspective d'analyse de cycle de vie. Il est nécessaire de considérer globalement un ouvrage d'art mettant en œuvre un tablier à dalle orthotrope.

Le viaduc de Millau a été choisi comme exemple d'ouvrage d'art à tablier à dalle orthotrope. Il ne s'agit pas d'un ouvrage d'art standard. En revanche on avait des données complètes 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.

En concertation avec l'architecte britannique Sir Norman Foster, Michel Virlogeux et un groupement d'ingénierie ont conçu, dans un souci d'esthétisme et de légèreté, un viaduc multi haubané, composé de 7 piles élancées et d'un tablier de faible hauteur (Figure 5.1).

Figure 5.1. *Viaduc de Millau*

5.2.1.1.Millau en quelques chiffres

Le Tableau 5.1 présente des chiffres représentatifs du Viaduc de Millau, et la Figure 5.2 illustre le profil en long de l'ouvrage.

Longueur de la structure multi haubanée	**2460 m**
Rayon de courbure	**20000 m**
Nombre de travées	**8**
Portée des travées de rive	**204 m**
Portée des travées centrales	**342 m**
Hauteur de la pile P1	**94,5 m**
Hauteur de la pile P2	**245,0 m**
Hauteur de la pile P3	**221,0 m**
Hauteur de la pile P4	**144,2 m**
Hauteur de la pile P5	**136,4 m**
Hauteur de la pile P6	**111,9 m**
Hauteur de la pile P7	**77,6 m**
Hauteur des pylônes	**87 m**
Largeur du tablier	**27,75 m**
Largeur totale (dispositifs de sécurité inclus)	**32,05 m**
Largeur de la chaussée	**26,40 m**

Tableau 5.1. *Le Viaduc de Millau en quelques chiffres*

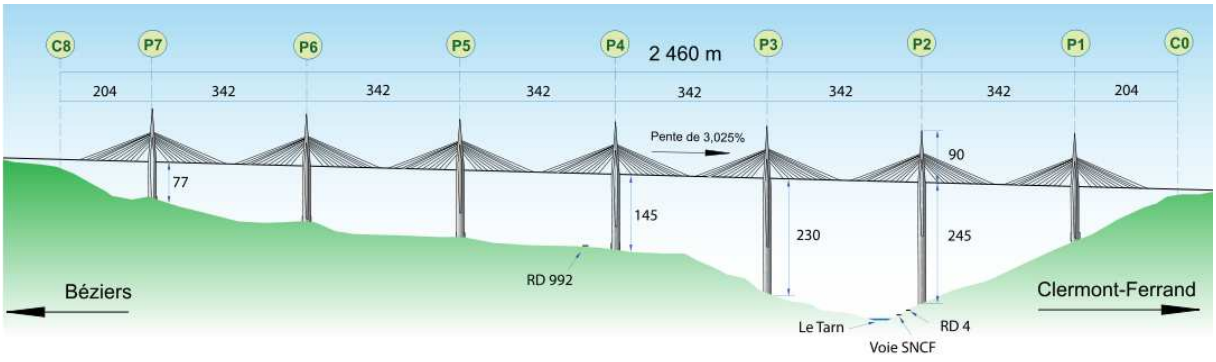


Figure 5.2. *Elévation du Viaduc de Millau*

Sans ambition d'exhaustivité, suivent quelques éléments descriptifs sur les éléments structurels et les procédés constructifs du Viaduc de Millau.

Le tablier doit supporter quatre voies de circulation de 3,50 m, bordées par des bandes d'arrêt d'urgence de 3,00 m en rive et 1,00 m côté intérieur. Les 4 voies de circulation sont séparées par un terre plein central d'une largeur de 3,50 m où sont implantés les pylônes de haubanage (Figure 5.3).

Le tablier est raidi transversalement par des diaphragmes en treillis (espacés de 4,17 m) et longitudinalement par des augets traversant les diaphragmes.

Le platelage supérieur est constitué de tôles d'épaisseur 12 et 14 mm en partie courante. Les tôles de 14 mm sont mises en œuvre sous les voies lentes de circulation pour la résistance à la fatigue et au niveau du caisson central (Figure 5.4).

11 haubans par demi travée – espacés de 12,51 m – supportent le tablier longitudinalement.

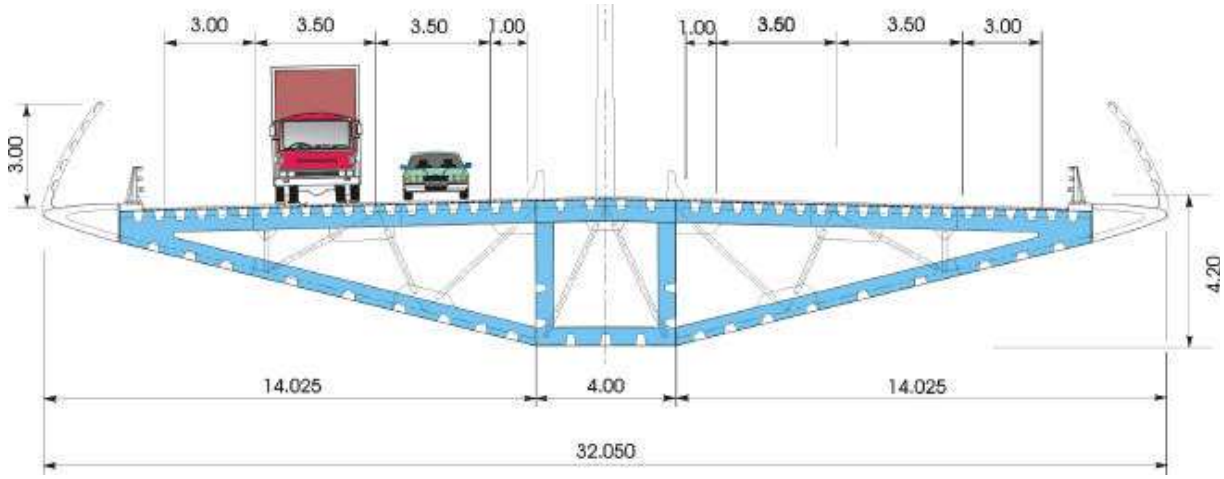


Figure 5.3. *Section du tablier de Millau et voies de circulation*

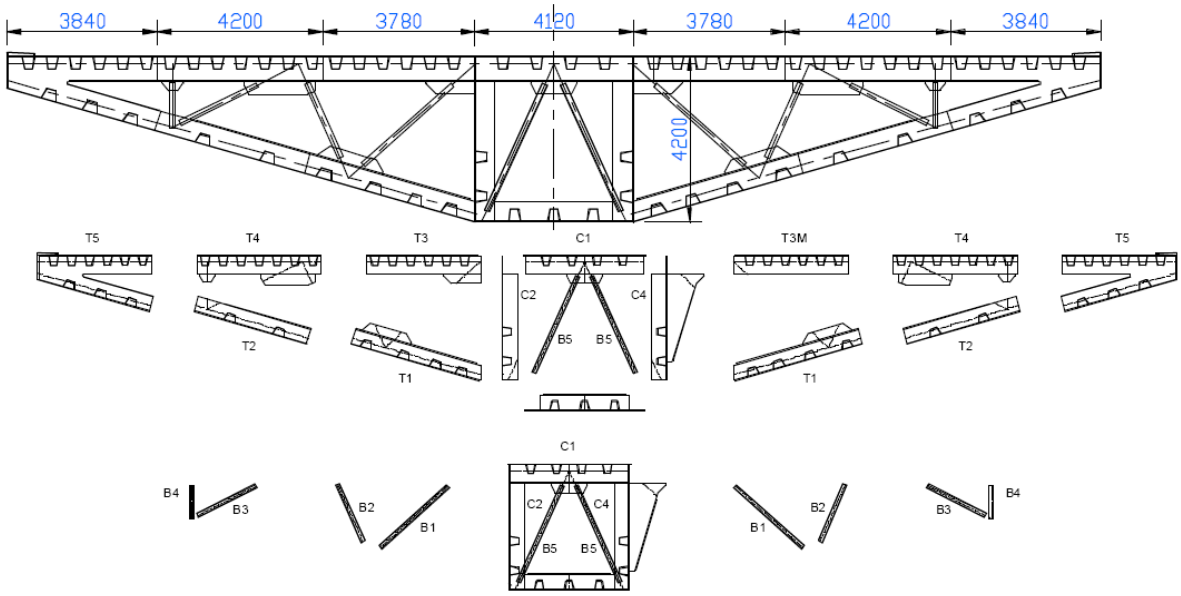


Figure 5.4. *Eléments de platelage, caissons central et latéraux*

De forme générale en Y inversé, les pylônes comportent deux jambes de 38 m de hauteur, constituées par deux caissons métalliques raidis de dimension transversale 3,50 m et longitudinale 4,75 m. Le mât de 49 m de hauteur surmontant les jambes du pylône sert à l'ancrage des haubans.

Chaque travée de tablier est supportée par l'intermédiaire de 11 paires de haubans ancrés de part et d'autre des pylônes. Ces haubans constituent une nappe axiale de haubans disposés en semi éventail ; ils sont

ancrés dans le tablier à l'axe du terre plein central suivant la courbure de l'ouvrage. Les haubans sont constitués de torons T15S de classe 1860 MPa, galvanisés, gainés, cirés.

De hauteur variable en fonction de la topographie et du profil en long de l'ouvrage, les fûts de pile ont été dimensionnés pour résister : aux charges verticales dues au poids propre du tablier, aux déplacements de leur tête sous les effets des déformations longitudinales du tablier, aux effets transversaux et longitudinaux du vent, aux efforts de mise en œuvre du tablier, aux effets d'instabilité élastique par flambement.
Les fûts de piles, monolithiques à leur base, se dédoublent en tête en deux colonnes distinctes à partir d'un niveau situé à 90 m de leur sommet. Ce dédoublement assure le transfert des charges depuis les pylônes en Y et génère un encastrement parfait du tablier dans le fût (encastrement en rotation mais pas en translation du fait de la souplesse générée par ce principe de doublet d'appui).
Les fondations des piles sont assurées par quatre puits de gros diamètre (4,50 m et 5,00 m), de 9 à 17 m de longueur, descendus dans les horizons rocheux.
Les culées sont des structures classiques supportant les appareils d'appuis glissants. Ce sont des culées creuses de 13 m de largeur, plus étroites que le tablier, et elles sont munies d'encorbellements latéraux qui prolongent la forme du tablier jusqu'à son entrée dans le terrain naturel.

Les piles sont construites par levées successives de 4 m à l'aide de coffrages de type autogrimpant pour la partie extérieure et à l'aide de coffrages de type semi-grimpant pour la partie intérieure.
La conception de la charpente métallique tient compte des possibilités de fabrication en usine, de transport et de montage sur site. Les caissons centraux, les platelages supérieurs et inférieurs qui sont des panneaux raidis de 4200 mm et 3750 mm, et les caissons latéraux de 3840 mm ont été préfabriqués en usine et assemblés par soudage sur les plates-formes autoroutières, pour former le tablier du pont.
Les pylônes P2 et P3 ont été montés sur les plates-formes de lançage et ont été équipés de six paires de haubans pour le lançage du tablier.
Le tablier a été mis en place par lançage à partir des deux culées sur les piles définitives et des palées provisoires. Du côté C0, la longueur de l'élément lancé est de 717 m. Du côté C8, la longueur est de 1743 m. Les principales opérations de lançage ont été effectuées par phases de 171 m, soit la distance entre les appuis de lançage. Les phases d'arrêt correspondent à une position telle, qu'aussi bien l'extrémité du porte-à-faux que l'axe du pylône de lançage se trouvaient à l'aplomb d'une pile ou d'une palée provisoire.
Pour le lançage, il a été fait appel à 7 palées provisoires : 5 palées provisoires en treillis ont été installées à mi-distance dans les travées courantes et les 2 autres ont été situées en travée de rive à 33 m de chacune des culées. Les hauteurs des palées variaient de 21,00 m à 172,40 m. Les palées avaient une section de (12x12) m^2. Elles étaient constituées de tubes circulaires avec un treillis en K.

Les têtes des palées provisoires et les têtes de piles étaient équipées d'un chevêtre métallique destiné à recevoir les appuis de glissement et les plates-formes de travail. Chaque chevêtre était équipé de 4 appuis de lançage.

Figure 5.5. *Vue aérienne de l'ouvrage en service*

5.3. Objectif et cadre de l'étude

Suivant les prescriptions de la méthodologie normalisée ISO 14040 et ISO 14044 [137] [138], nous explicitons ou rappelons ici les différents éléments du cadre de l'étude de bilan environnemental.

OBJECTIF

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 : une conception de référence avec revêtement BB de 70 mm, et une conception à tôle amincie et revêtement BFUP de 35 mm. Il s'agit d'évaluer un ordre de grandeur de l'influence du choix de revêtement sur le bilan environnemental.

METHODOLOGIE

Cette étude a été réalisée conformément aux prescriptions méthodologiques développées dans la série de normes ISO 14040 et ISO 14044 [137] [138].

SYSTEME A L'ETUDE

Le système à l'étude est le viaduc de Millau, pont multi haubané à tablier à dalle orthotrope. Le système considéré est limité au génie civil et à la structure. 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 structurelles, ils ne sont pas discriminants entre les solutions à l'étude.

Deux conceptions alternatives sont envisagées pour le tablier :

- Dalle orthotrope, solution de base (solution de référence effectivement mise en œuvre) – Platelage acier revêtu de béton bitumineux ;
- Dalle orthotrope, solution innovante – Platelage acier revêtu de BFUP.

FONCTION DU SYSTEME

La fonction du système « Viaduc de Millau » étudié est de permettre le franchissement d'une vallée de 2460 m de largeur, à un trafic de véhicules légers et de poids lourds, pendant une durée minimum de 120 ans.

UNITE FONCTIONNELLE

L'unité fonctionnelle définie est la suivante : permettre le franchissement de 2460 m par un viaduc multi haubané d'une largeur de 32,05 m, dont le tablier est constitué d'un caisson à dalle orthotrope, adapté aux contraintes de chargement d'un trafic de 1300 véhicules par jour (poids lourds et véhicules légers, moyenne en 2010), adapté aux sollicitations du vent de la région de Millau, d'une durée de service au moins égale à 120 ans.

CYCLE DE VIE

Le cycle de vie étudié est du type du « berceau à la tombe » incluant consommations de matières premières, d'énergie, d'eau et les émissions dans les sols, l'air et l'eau, pour le terrassement, les piles et culées, pylônes et haubans, la charpente métallique du tablier, le revêtement.

Le cycle de vie modélisé inclut les étapes d'extraction des matières premières, de production des matériaux et énergies, le transport des matériaux, la construction sur site du viaduc, la vie en œuvre et les opérations de maintenance ainsi que la fin de vie.

FRONTIERES DU SYSTEME

Le système étudié exclut la construction des bâtiments des sites industriels nécessaires à la production des matériaux de construction. Sauf mention contraire, il en va de même pour la fabrication et le transport des machines, des outils et des hommes.

Le cycle de vie du produit est supposé en fonctionnement stabilisé de chacun des systèmes. Ainsi, les impacts sur l'environnement liés à la construction et à la déconstruction des bâtiments et des équipements sont amortis sur l'ensemble de leurs durées d'utilisation. L'expérience montre que ces impacts sont négligeables devant ceux liés au fonctionnement.

REPRESENTATIVITE

Les données sont représentatives du contexte français (ou européen par défaut), antérieur à 2008, et reflètent les technologies courantes de production des matériaux et des méthodes de construction.

INDICATEUR ENVIRONNEMENTAUX

Dans cette étude, du fait de l'hétérogénéité de la disponibilité des données – en termes de flux de consommation de matières, d'énergie, d'eau ou flux d'émissions dans l'eau, l'air ou les sols, suivant les inventaires des produits – il nous a été possible de calculer simplement 5 indicateurs, représentatifs de problématiques environnementales indépendantes (pour plus d'information voir l'Annexe 12) :

- Epuisement des ressources, naturelles et énergétiques [en kg eq. Antimoine] ;
- Potentiel de réchauffement climatique ou effet de serre [en kg eq. CO_2] ;
- Formation d'ozone photochimique [en kg eq. Ethylène] ;
- Acidification atmosphérique [en kg eq. SO_2] ;
- Consommation d'énergie primaire totale [en MJ].

5.4. Modèle de cycle de vie

Etablir un modèle de cycle de vie consiste à expliciter les hypothèses et réaliser une évaluation quantitative pour les différentes consommations de matières, d'énergie, d'eau et les émissions dans l'air, l'eau ou les sols, sur les phases du cycle de vie précisées précédemment.
Les principales hypothèses retenues dans le cadre de notre analyse simplifiée sont décrites ci-après. Les inventaires de cycle de vie utilisés pour modéliser les procédés élémentaires décrits ci-après sont mentionnés en Annexe 12.

5.4.1. Phase de production des matériaux de construction

Dans le Bulletin Ponts Métalliques n°23, Servant [167] rappelle les principales quantités mise en œuvre. Nous nous basons sur ces données pour construire notre modèle de cycle de vie du Viaduc de Millau.
Le système « viaduc de Millau » est segmenté en 3 sous-systèmes :

- Génie civil : fondations, culées et piles de pont, fondation des palées provisoires ;
- Charpente métallique : tablier acier, pylônes, haubans, palées provisoires ;

- Revêtement : couche de revêtement du platelage métallique réalisant les voies de circulation et contribuant éventuellement à la structure.

SOUS SYSTEME « GENIE CIVIL »

Le Tableau 5.2 présente les quantités des matériaux de Génie Civil du Viaduc de Millau.

Fondations – Armatures acier	**13 450 t**
Fondations – Puits marocains (béton B35)	**6 000 m^3**
Fondations – Puits marocains (armatures acier)	**1 200 t**
Fondations – Semelles (béton B35)	**13 000 m^3**
Fondations – Semelles (armatures acier)	**1 300 t**
Piles – Béton B60	**53 000 m^3**
Piles – Armatures acier	**10 000 t**
Piles – Acier de précontrainte (90m supérieurs des piles)	**200 t**
Culées – Béton B35	**5 500 m^3**
Culées – Armatures acier	**550 t**
Palées provisoires – Béton	**7500 m^3**
Palées provisoires – Armatures acier	**400 t**

Tableau 5.2. *Bilan des quantités matériaux de GENIE CIVIL du Viaduc de Millau*

Les impacts environnementaux massiques associés aux aciers de précontrainte ont été pris identiques à ceux des aciers d'armatures passives, par manque de données d'inventaires spécifiques. Les différentes formulations de béton ainsi que les inventaires de cycle de vie qui leur sont associés sont précisés par la suite.

SOUS SYSTEME « CHARPENTE METALLIQUE »

Le sous système « charpente métallique » implique les consommations de matériaux qui sont présentées dans le Tableau 5.3.
Les systèmes d'appui du tablier n'ont pas été pris en compte dans le modèle car on n'a pas trouvé dans les bases de données ou dans la littérature un inventaire de cycle de vie d'un appareil d'appui de pont.

La solution dalle orthotrope revêtue de BB est constituée d'une tôle de platelage de 13 mm en moyenne (dans certaines section, 12 mm, dans d'autres, 14 mm) tandis que la solution dalle orthotrope revêtue de BFUP est composée d'une tôle de 10 mm. La différence au niveau de l'acier utilisé pour la construction du tablier, qu'on voit sur le Tableau 5.3, vient de cette différence d'épaisseur.

De plus les deux matériaux, BB et BFUP, n'ont pas la même masse volumique (BB, 2,40 t/m^3 et BFUP, 2,85 t/m^3) et ne sont pas appliqués sur la dalle avec une même épaisseur (BB, 70 mm, BFUP 35 mm). Le gain de poids au niveau du tablier (poids propre + superstructures + surcharges) de la solution BFUP sur la solution BB est de 8% environ. Si on applique la règle du pendule pour un prédimensionnement des haubans on considère un gain de poids des haubans de la même valeur (Tableau 5.3).

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 1860 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 5.3. *Bilan des quantités matériaux de CHARPENTE METALLIQUE du Viaduc de Millau*

À ce stade, nous ne disposons pas de données d'inventaires spécifiques pour les tôles d'acier de nuances différentes. Aussi, les aciers S355 et S460 ont été modélisés par un seul et même inventaire.
Suivant les recommandations de Worldsteel Association, nous représentons les impacts associés à la production des haubans par un inventaire production de fil-machine, en l'absence de données spécifiques.
Pour les palées et chevêtres métalliques, étant donné leur caractère provisoire, nous choisissons de représenter leur production par la production d'acier recyclé à 85%, suivant les préconisations et données d'inventaires de Worldsteel Association [212].

SOUS SYSTEME « REVETEMENT »

Enfin, les solutions de revêtement associées aux deux conceptions de dalles orthotropes à l'étude sont détaillées ci-dessous.

Dans le cas du **revêtement en béton bitumineux (BB)**, le platelage acier est recouvert d'une couche d'étanchéité, une couche anticorrosive et une couche de béton bitumineux.
La couche d'étanchéité a été réalisée avec le produit Parafor Ponts. Il s'agit d'une membrane bitumineuse adhérente constituée de :

- Film thermofusible pour la régularité de soudage ;
- Bitume élastomère fillérisé ;

- Armature polyester 180 g/m^2 ;
- Liant en bitume élastomérique fillérisé ;
- protection en granulés céramiques.

Au total, la masse surfacique de la membrane atteint 5 kg/m^2 (données producteur). Par manque de données d'inventaire pertinentes, la couche d'étanchéité est modélisée de manière simplifiée par une couche de bitume pur dont la masse est égale à la masse totale de la membrane.
La couche d'étanchéité est couverte d'une couche anti corrosive (produit Siplast Primer) modélisée par du bitume pur. Directement sur cette couche anticorrosive est mis en œuvre 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'enrobés égale à 0,2517 MJ/kg de matériau [40].
Les quantités de matériaux correspondantes sont récapitulées au Tableau 5.4.

Couche de roulement – Orthochape (masse totale)	**10 683 t**
Couche de roulement – Orthochape (épaisseur)	**70 mm**
Couche de roulement – Orthochape (masse volumique)	**2350 kg/m^3**
Couche anti corrosive – Siplast Primer (masse totale)	**6,76 t**
Couche anti corrosive – Siplast Primer (masse surfacique)	**125 g/m^2**
Couche d'étanchéité – Parafor Ponts (épaisseur)	**5 kg/m^2**

Tableau 5.4. *Bilan des quantités de matériaux de REVÊTEMENT du Viaduc de Millau (Conception : Platelage acier revêtu de béton bitumineux)*

Dans le cas de la **conception BFUP**, le platelage acier est revêtu par une couche de 35 mm. 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 d'époxy gravillonnée réalisant la couche de roulement dont on considère l'impact essentiellement par une épaisseur équivalente de 4 mm de résine époxy [198]. Les quantités de matériaux correspondantes sont récapitulées au Tableau 5.5.

Les données environnementales utilisées pour le matériau BFUP sont issues des publications suivantes : [65], [120] et [171].

Couche de roulement – Résine époxy (masse totale)	**285,7 t**
Couche de roulement – Résine époxy (épaisseur)	**4 mm**
Couche de roulement – Résine époxy (masse volumique)	**1100 kg/m^3**
Revêtement – BFUP (masse totale)	**6374,7 t**
Revêtement – BFUP (épaisseur)	**35 mm**
Revêtement – BFUP (masse volumique)	**2850 kg/ m^3**
Armatures – Treillis soudé	**412 t**

Tableau 5.5. *Données matériaux de REVETEMENT du Viaduc de Millau (Conception : Platelage acier revêtu de BFUP)*

DETAIL DE LA FORMULATION DES MATERIAUX BETON

Les formulations des matériaux béton mis en œuvre pour les semelles, les culées de pont et les piles sont détaillées dans le Tableau 5.6, Tableau 5.7 et Tableau 5.8 respectivement.

Granulat – 0/3 C Rascalat	**864 kg**
Granulat – 3/6 C Rascalat	**315 kg**
Granulat – 6/14 C Rascalat	**650 kg**
Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF Teil	**300 kg**
Fumées de silice	**30 kg**
Eau totale	**192 L**
Adjuvant – OPTIMA 175 Superplastifiant	**0,45% de C+FS**
Adjuvant – CHRYTARD Retardateur de prise	**0,25% de C+FS**

Tableau 5.6. *Formulation béton B35 – Semelles (quantité pour 1 m^3 de matériau)*

Granulat – 0/3 C Rascalat	**775 kg**
Granulat – 3/6 C Rascalat	**275 kg**
Granulat – 6/14 C Rascalat	**715 kg**
Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF Teil	**385 kg**
Eau totale	**180 L**
Adjuvant – GLENIUM 27 Superplastifiant, réducteur d'eau	**0,3% de C**
Adjuvant – MICO AIR 104 dilué ¼ Entraîneur d'air	**0,15% de C**

Tableau 5.7. *Formulation béton B35 G+S – Culées (quantité pour 1 m^3 de matériau)*

Granulat – 0/3 C Rascalat	**468 kg**
Granulat – 0/2 R Meric	**312 kg**
Granulat – 3/6 C Rascalat	**362 kg**
Granulat – 6/14 C Rascalat	**711 kg**
Ciment CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF Teil	**420 kg**
Eau totale	**158 L**
Adjuvant – OPTIMA 175 Superplastifiant	**1,4% de C**

Tableau 5.8. *Formulation béton B60 – Fûts des piles (quantité pour 1 m^3 de matériau)*

Etant donné les inventaires de cycle de vie disponibles à ce jour, tous les types de granulats sont modélisés par un inventaire moyen unique. Issu de la base Ecoinvent [213], cet inventaire considère la production d'un mètre cube de granulat moyen, mélange de sable, de granulats alluvionnaires et concassés (au moins 15% de concassé). Dans la pratique, les résultats démontrent que les granulats (alluvionnaires ou concassés, du type de ceux utilisés ici) sont responsables d'une faible part des impacts environnementaux liés à la production des matériaux béton. Aussi, l'imprécision sur les données est jugée acceptable à ce stade.

Les données environnementales utilisées pour le ciment sont issues des travaux de l'ATILH (Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques) publiés en octobre 2009 [214].

Les fumées de silice sont considérées dans ce modèle comme un sous produit industriel. Malgré leur valeur commerciale, nous faisons le choix d'une allocation nulle : aucun impact environnemental ne leur est attribué dans ce modèle.

Les inventaires utilisés pour la production des adjuvants et de l'eau sont mentionnés en Annexe 12.

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 [40].

5.4.2. Phase de transport des matériaux de construction

On modélise les étapes de transport sous la forme de consommations et combustion de carburant diesel. La production ou l'usure relative des moyens de transport n'est 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 de la norme FD P01-015 [68].

$$\left(\frac{\text{Consu. for 100 km}}{100}\right) \times \text{distance} \times \left(\frac{1}{3}\cdot\frac{\text{Real load}}{\text{Max. load}} + \frac{2}{3}\cdot\left(\underbrace{1}_{\text{consu empty}} + \underbrace{\text{XX \%}}_{\text{empty return}}\right)\right)\cdot\frac{\text{Total mass}}{\text{real load}} = \text{Diesel consu. (L)} \quad (47)$$

Par défaut, la norme préconise les valeurs suivantes :

- Charge maximale : 24 tonnes ;
- Charge réelle : 24 tonnes ;
- Taux de retour à vide moyen : 30% ;
- Consommation moyenne : 0,38 L/km à pleine charge.

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 38l au 100 km. Dans tous les cas, les charges maximale et réelle sont de 24 tonnes.

Les taux de retour à vide moyens considérés sont les valeurs préconisées par défaut, soit 30%, sauf pour :

- le transport du béton entre la centrale et le chantier (100%) ;
- le transport du bitume de la centrale d'enrobage au chantier (100%) ;
- le transport du béton bitumineux de la centrale d'enrobage au chantier (100%).

On trouvera dans les Tableau 5.9 à Tableau 5.11 le résumé des distances considérées pour le calcul des consommations de carburant. Les distances de transports considérées sont issues ou ont été inspirées des références [39], [40] et [194] et du fascicule de documentation FD P01-015 [68].

Ciment	**75 km**
Sable et granulats	**50 km**
Béton B35, B60	**29 km**[a]
Acier d'armature	**100 km**
Cables de précontrainte acier	**990 km**
Platelage acier (éléments 2-3-4-6-7) : Lauterbourg > Millau	**900 km**
Platelage acier (caisson central ; éléments 1-8-9-10) : Lauterbourg > Fos/Mer > Millau	**1100 km**
Pylônes P1-P3-P4 : Frouard > Millau	**965 km**
Pylônes P2-P7 : Sarralbe > Millau	**859 km**
Pylônes P5-P6 : Fos/Mer > Millau	**200 km**
Haubans acier	**990 km**
Palées et chevêtres provisoires, acier	**100 km**

Tableau 5.9. *Distances de transport pour les matériaux et matières premières [40] [194]*

[a] Nous n'avons pas pris en compte dans l'étude l'existence d'une centrale à béton dans le chantier.

Bitume : raffinerie > centrale d'enrobage	**250 km**
Couche d'étanchéité (Parafor Ponts)	**370 km**
Granulats : raffinerie > centrale d'enrobage	**25 km**
Liant Orthochape : Lyon > centrale d'enrobage (Millau)	**310 km**
Couche d'étanchéité Parafor Ponts	**370 km**
Couche anti corrosive Siplast Primer : centrale > chantier	**10 km**
Couche de roulement : centrale > chantier	**10 km**

Tableau 5.10. *Distances de transport pour les matériaux – Spécifiques BB*

BFUP – Bauxite calcinée : sable et gravillon	**125 km**
BFUP – Bauxite calcinée : sable et gravillon (mer)	**11 000 km**
BFUP – Fumées de silice	**2 130 km**
BFUP – Ciment	**230 km**
BFUP – Adjuvants	**755 km**
BFUP – Fibres	**1 225 km**
BFUP – Béton : centrale à béton > chantier	**29 km**
Connexion – Treillis soudé acier	**100 km**
Couche de roulement – Résine époxy	**500 km**

Tableau 5.11. *Distances de transport pour les matériaux – Spécifiques BFUP*

5.4.3. Phase de construction de l'ouvrage

Faute de données représentatives, aucun taux de perte matériau lié à la phase de construction n'a été pris en compte.

PROCEDES COMMUNS AUX DEUX CONCEPTIONS

Quelle que soit la solution retenue pour le revêtement de la dalle orthotrope, certains procédés de mise en œuvre interviennent pendant la construction de l'ouvrage :

- **Terrassement** – Les opérations de terrassement sont représentées par l'excavation de 350 000 m^3 de terre, par pelle hydraulique et chargeuse ;
- **Pompage du béton** – pour la construction des 7 piles en béton B60, le matériau a été pompé jusqu'à la hauteur courante de la pile. Le procédé de pompage est modélisé de manière simplifiée par une consommation de diesel : estimée à partir de la variation d'énergie potentielle, divisée par le rendement des systèmes pompe et moteur thermique diesel associé (30%) ;

- **Soudage des éléments de la charpente métallique** – Le bilan environnemental des opérations de soudure de la charpente métallique est modélisé par un procédé de soudure à l'arc sur le linéaire de soudure estimé du Viaduc de Millau, soit 443 300 ml ;
- **Peinture de la face inférieure de la charpente métallique** – Seule la face externe et inférieure de la charpente métallique du tablier est peinte. La surface peinte estimée représente 78 850 m^2. On suppose qu'on utilise une peinture à base de solvants ;
- **Lançage du tablier de pont par translations successives** – on modélise ce procédé par une consommation d'énergie (diesel) et la combustion de ce même carburant.
  La consommation d'énergie est calculée grossièrement à partir du travail des forces de frottement sur les chevêtres provisoires. Les efforts de frottement sont estimés à partir du poids propre du tablier à lancer et d'un coefficient de frottement moyen acier-acier, fixé à 0,2. Le rendement moyen de l'installation moteur et vérins hydrauliques est pris égal à 30%.

PROCEDES SPECIFIQUES A LA SOLUTION BETON BITUMINEUX

Pour la mise en œuvre du revêtement béton bitumineux, deux machines sont utilisées. Les hypothèses suivantes, énoncées dans [40], ont permis la modélisation :

- Consommation de fioul du compacteur béton bitumineux : 0,001 L/m^2
- Consommation de fioul du finisseur béton bitumineux : 0,005 L/m^2
- Consommation de gasoil pour la mise en œuvre de la couche d'étanchéité[b] : 0,030 L/m^2
- Consommation de gaz pour la mise en œuvre de la couche d'étanchéité : 0,140 kg/m^2

PROCEDES SPECIFIQUES A LA SOLUTION BFUP

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. Le treillis est supposé soudé sur toute la dimension longitudinale du viaduc. Dans la dimension transversale, les cordons de soudure sont espacés de 60 cm. Un procédé de soudure à l'arc est employé, de même que pour la soudure de la charpente métallique. Le linéaire de cordon de soudure représente environ 108 250 ml.

5.4.4. Phase de vie de l'ouvrage

La durée de vie de service (minimale) requise pour le Viaduc de Millau est de 120 ans. En l'état actuel de nos connaissances, il est très difficile d'établir avec précision des scénarios d'entretien pour des périodes

[b] Donnée producteur : Siplast, brochure commerciale « Etanchéité d'ouvrages d'art, membranes bitumineuses adhérentes »

longues, sur lesquelles l'amélioration des techniques et méthodes de construction et d'entretien est difficilement quantifiable. Cependant, à partir des constations effectuées sur des ouvrages existants, nous avons pu établir de façon pragmatique des scénarios plausibles pour les différents types de structures envisagés.

OPERATION DE MAINTENANCE COMMUNE AUX DEUX CONCEPTIONS

La peinture est renouvelée périodiquement tous les 15 ans, sur la surface extérieure de la charpente métallique du tablier. Par défaut, on utilise le même type de peinture pour la maintenance, sur toute la durée de vie de service de l'ouvrage.

Le remplacement ponctuel des haubans sur la durée de vie du pont n'a pas été pris en compte. Il pourrait avoir lieu tous les 30 ans environ. Cependant, il ne s'agirait pas a priori d'un facteur discriminant entre les conceptions alternatives.

OPERATIONS DE MAINTENANCE SPECIFIQUE A LA SOLUTION BB

Le revêtement 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 :
  - la couche de revêtement de chaussée est rabotée sur 75 mm ;
  - puis une couche neuve de béton bitumineux de 70 mm d'épaisseur est mise en œuvre ;
  - La couche anti corrosive est remplacée ;
  - La couche d'étanchéité est remplacée.

A ces deux opérations de maintenance sont associées les nécessaires étapes de production des matériaux, d'acheminement des matériaux jusqu'au viaduc, de mise en œuvre, selon les mêmes procédés et hypothèses que ceux utilisés pour la construction initiale. Le transport et la mise en décharge des déchets originaires des opérations de maintenance sont également pris en compte.

OPERATIONS DE MAINTENANCE SPECIFIQUE A LA SOLUTION BFUP

Devant les incertitudes liées au besoin de maintenance, dans ce modèle simplifié, nous faisons le choix de ne considérer aucune maintenance spécifique pour le BFUP ; cependant il faut prévoir périodiquement, tous les 30 ans, la rénovation de la couche de roulement :

- Rabotage de la couche d'époxy sur 4 mm ;
- Mise en œuvre d'une nouvelle couche d'époxy sur 4 mm.

A cette opération de maintenance sont associées les nécessaires étapes de production des matériaux, d'acheminement des matériaux jusqu'au viaduc, selon les mêmes procédés et hypothèses que ceux utilisés pour la construction initiale. Le transport et la mise en décharge des déchets originaires de l'opération de maintenance sont également pris en compte.

EXTERNALITES NON CONSIDEREES

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 gène à l'usager liée aux restrictions de circulation lors de travaux de maintenance alors que cela constitue une différence assez significative entre les deux solutions.
Une modélisation de ces phénomènes pourrait être introduite dans le modèle de cycle de vie, moyennant le recueil de données, hypothèses et modèles pertinents.

Il est important de signaler que pour réaliser la comparaison des deux conceptions au regard de la méthodologie d'analyse de cycle de vie il est indispensable d'utiliser la même unité fonctionnelle pour les deux solutions, ce qui implique l'utilisation d'une même durée de vie. En comparant les deux conceptions avec une durée de vie de 120 ans nous ne prenons pas en compte l'amélioration considérable en fatigue apportée par le revêtement BFUP qui a été démontrée dans le Chapitre 4 section 4.4. Aucune intervention de maintenance n'a été prévue sur le platelage métallique, les augets et les soudures, et ce dans aucune des solutions.

5.4.5. Phase de fin de vie

Dans ce scénario de fin de vie, nous ne considérons pas la déconstruction totale de l'ouvrage. En effet 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. Cette hypothèse nous semble plausible dans le cadre d'un ouvrage d'art à caractère exceptionnel et représentant des investissements financiers considérables, à la construction.
Aussi, les impacts environnementaux liés à la déconstruction totale ne sont pas pris en compte dans notre approche. Si besoin, ils pourraient être intégrés moyennant le détail de scénarios de fin de vie ou de recyclage pour les matériaux mis en œuvre, scénarios certainement basés sur les options technologiques actuelles. Il s'agit ici d'une hypothèse qui ne serait peut être pas transposable à des ouvrages plus modestes.

Dans ce modèle, nous n'envisageons pas le recyclage des matériaux : béton des palées provisoires, béton bitumineux issus des opérations de maintenance. 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 [166].

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.

FIN DE VIE POUR LA SOLUTION BB

Les volumes de béton ayant été mis en œuvre pour les palées provisoires, et les volumes de matériaux rabotés pendant les opérations de maintenance (couche d'étanchéité, bitume de la couche anticorrosive, béton bitumineux de la couche de roulement) sont transportés jusqu'au centre de valorisation et de traitement le plus proche où ils sont stockés.
Par hypothèse, la distance de transport jusqu'au centre est de 20 km.
Par la suite, le béton est stocké en tant que déchet inerte. Les stockages du bitume et du béton bitumineux sont respectivement associés à des données d'inventaires spécifiques, issues de la base Ecoinvent [213].

FIN DE VIE POUR LA SOLUTION BFUP

Les volumes de béton ayant été mis en œuvre pour les palées provisoires, et les volumes de matériaux rabotés pendant les opérations de maintenance (résine époxy de la couche de roulement) sont transportés jusqu'au centre de valorisation et de traitement le plus proche où ils sont stockés.
Par hypothèse, la distance de transport jusqu'au centre est de 20 km.
Par la suite, le béton est stocké en tant que déchet inerte. Par défaut, n'ayant pas pu collecter de données spécifiques, la résine époxy, solide, est également stockée en tant que déchet inerte. Cette dernière hypothèse mérite très certainement d'être remise en cause.

5.5. Résultats et interprétations

Sur les graphiques ci-après, les résultats comparatifs sont systématiquement normalisés par rapport au point Nadir [49]. Ce point de référence en aide à la décision multicritère est défini tel que, sur chacun des indicateurs environnementaux considérés, sa coordonnée sur cet indicateur soit égale au maximum des performances calculées sur les différentes conceptions alternatives évaluées. Appliqué au contexte de l'analyse de cycle de vie, ce point représente en quelque sorte une conception fictive ayant la performance environnementale la moins optimale (parmi celles calculées parmi les conceptions alternatives), sur chacun des indicateurs environnementaux considérés.

5.5.1. Impacts environnementaux des différentes phases du cycle de vie

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 (Figure 5.6 et Figure 5.7).

D'une manière générale, 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 – quel que soit l'indicateur considéré, parmi ceux proposés [20].
Les impacts associés à la phase de construction de l'ouvrage 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. De plus, les modélisations simplifiées minimisent vraisemblablement les impacts réels.
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 en impact non négligeable (5 à 20 %) à l'échelle du bilan ACV du viaduc sur son cycle de vie.

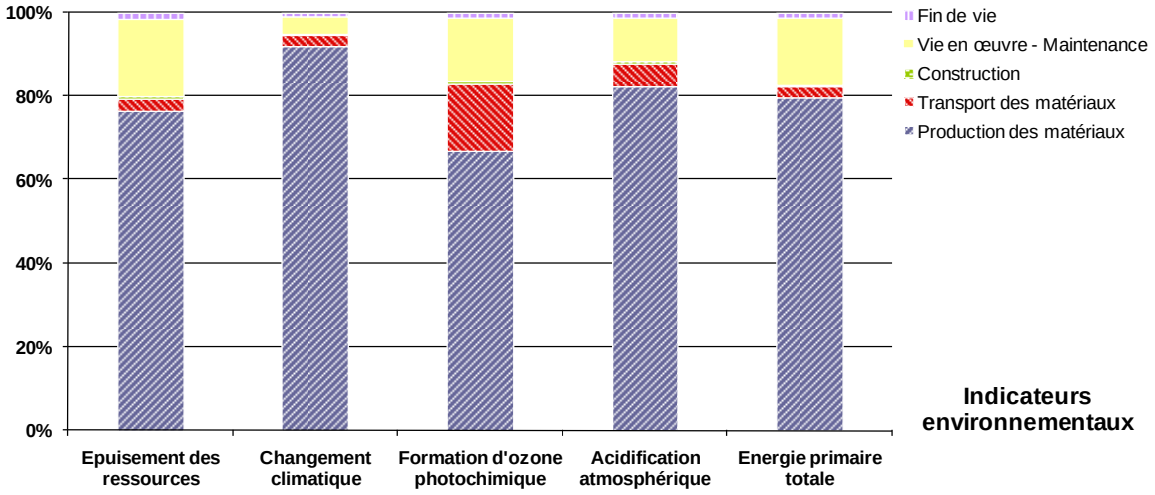


Figure 5.6. *Distribution des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope à platelage acier et revêtement béton bitumineux)*

La description plus précise offerte par la Figure 5.8 et la Figure 5.9 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. Y compris à l'échelle globale de l'ouvrage d'art et sur son cycle de vie complet, la solution de

revêtement du platelage acier représente donc des impacts sur l'environnement tout à fait non négligeables : 4 % à 24 % suivant les indicateurs et la conception retenue.

Par ailleurs, on remarque que la production des tôles de platelage acier est responsable de 18 % à 35 % des impacts sur l'environnement, suivant les indicateurs et la conception retenue.

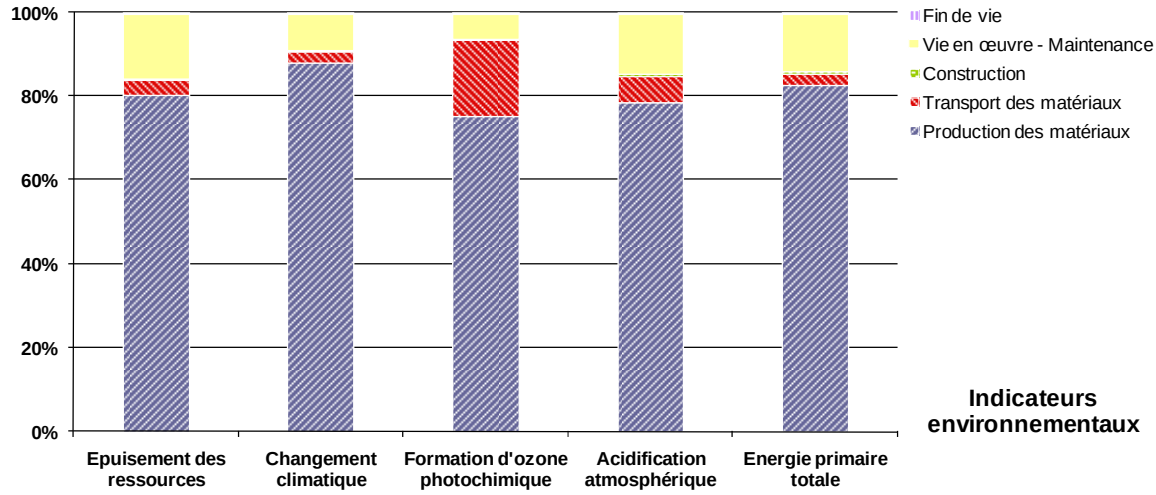


Figure 5.7. *Distribution des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope à platelage acier et revêtement BFUP)*

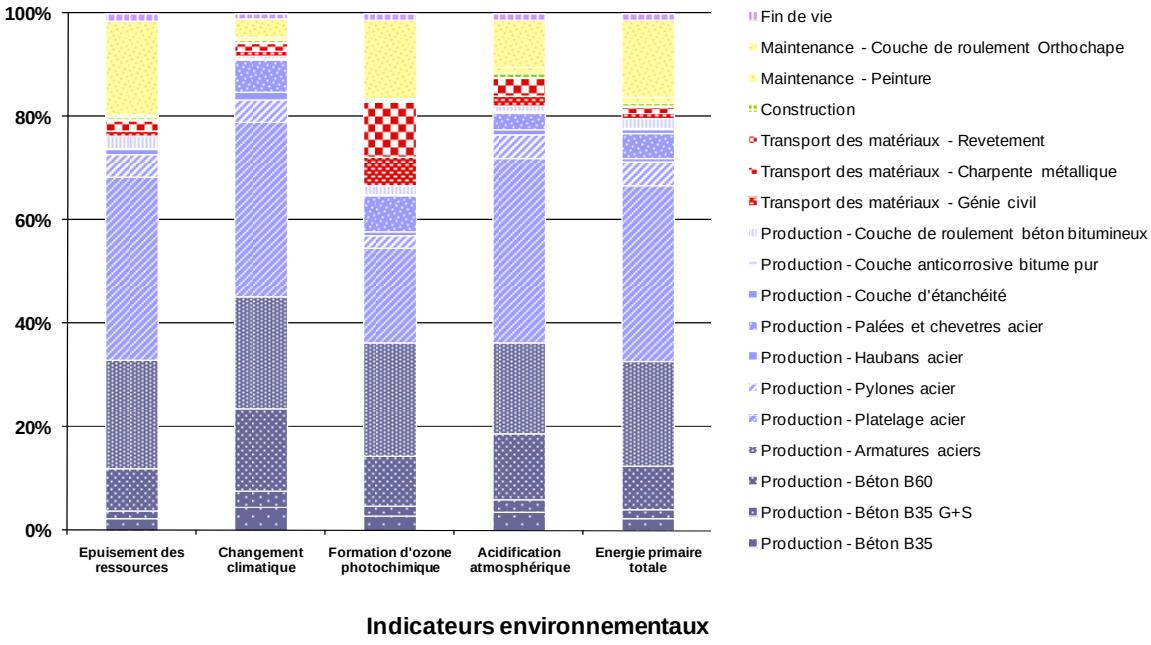


Figure 5.8. *Segmentation des impacts environnementaux (Viaduc à dalle orthotrope platelage acier et revêtement béton bitumineux)*

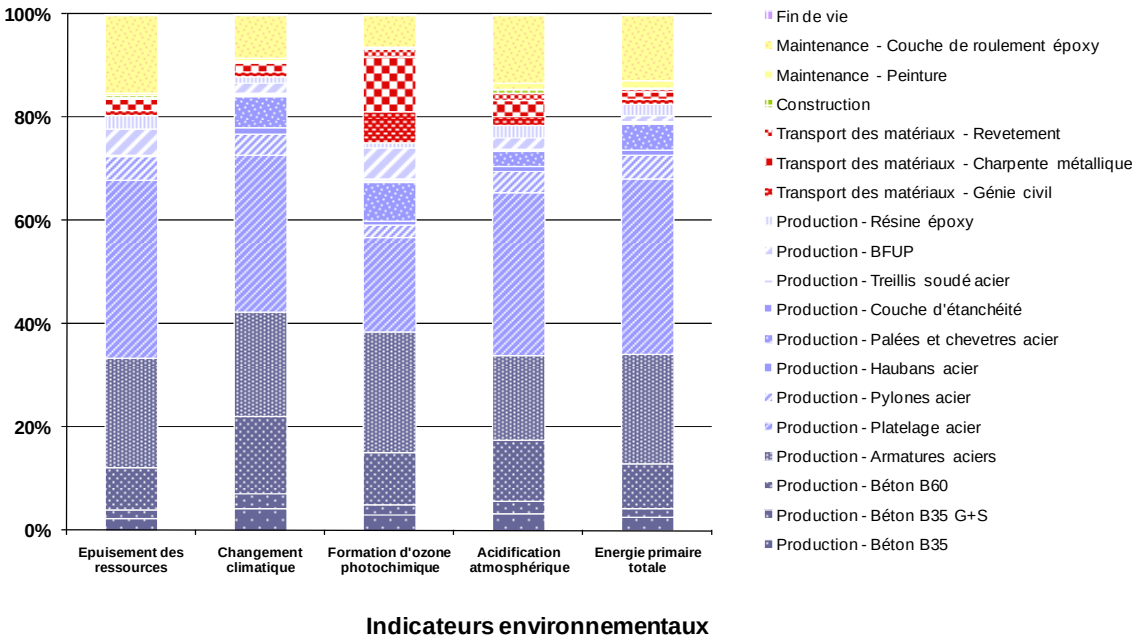


Figure 5.9. *Segmentation des impacts environnementaux*
(Viaduc à dalle orthotrope platelage acier et revêtement BFUP)

5.5.2. Comparaison des deux conceptions

Sur les cinq indicateurs environnementaux précités et dans le cadre des hypothèses du modèle de cycle de vie énoncé précédemment, nous comparons les impacts des deux conceptions de viaduc à dalle orthotrope compte tenu du revêtement.

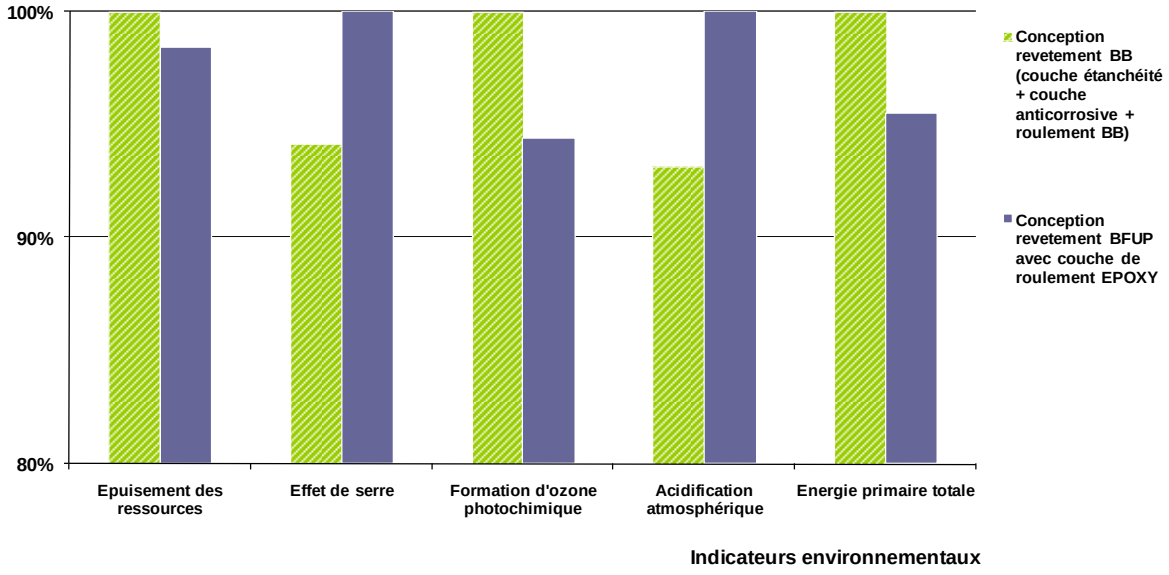


Figure 5.10. *Bilans environnementaux des deux conceptions pour le système VIADUC*

Cette comparaison est établie sur le système défini dans le cadre de l'étude : soit le viaduc, intégrant les sous-systèmes suivants : génie civil, charpente métallique et revêtement de platelage.
Sur la Figure 5.10, il apparaît qu'aucune des deux conceptions ne domine l'autre au sens de Pareto : aucune ne permet de réduire le bilan environnemental de l'ouvrage sur tous les indicateurs considérés, sans exception. 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. La conception intégrant un revêtement de platelage en BFUP permet de réduire sensiblement les impacts environnementaux en termes de consommation d'énergie primaire, d'épuisement des ressources et de formation d'ozone photochimique. En revanche, la comparaison est à l'avantage de la conception à revêtement BB sur les indicateurs d'effet de serre et d'acidification atmosphérique.
Dans une étude ACV comme celle-ci, aucune problématique environnementale n'est jugée prioritaire sur une autre.

L'unité fonctionnelle choisie dans cette étude – le viaduc représenté par 3 sous-systèmes (génie civil, charpente métallique et revêtement de chaussée) – peut sembler peu représentative de la moyenne des ouvrages en raison de l'exceptionnelle hauteur des piles du viaduc de Millau.
Aussi, nous nous proposons de calculer le bilan environnemental d'un viaduc fictif, restreint aux deux derniers sous-systèmes (charpente métallique et revêtement de chaussée).
L'unité fonctionnelle alors considérée peut s'énoncer ainsi « permettre le franchissement de 6 travées de 342 m et deux travées de rives de 204 m – les appuis intermédiaires étant fournis – par un viaduc multi haubané, adapté au contraintes de chargement d'un trafic de 1300 véhicules par jours (poids lourds et véhicules légers, moyenne en 2010), d'une durée d'utilisation de projet au moins égale à 120 ans ».

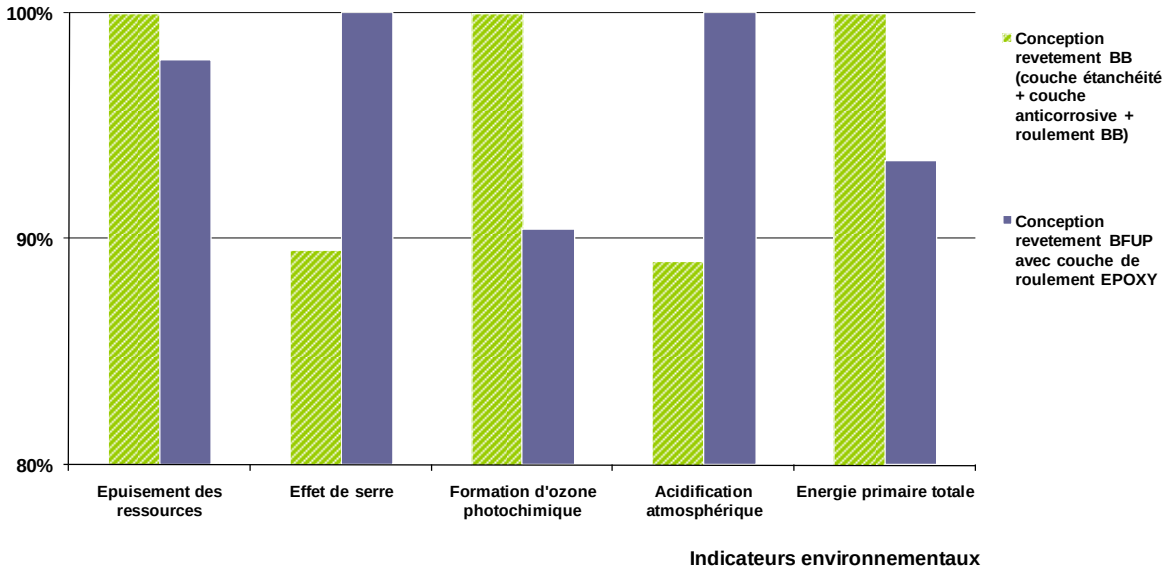


Figure 5.11. *Bilans environnementaux des deux conceptions pour le système CHARPENTE METALLIQUE + REVETEMENT*

La restriction du système à seulement deux sous système amplifie logiquement les différences entre les impacts des deux conceptions étudiées (Figure 5.11).

Ces différences se trouvent encore amplifiées lorsque nous considérons une nouvelle restriction du système viaduc (Figure 5.12), limitée cette fois aux seuls éléments qui différencient les deux conceptions, ceux-ci étant considérés sur leur cycle de vie respectif :

- Revêtement de chaussée
- Augmentation du quantitatif en tôle de platelage acier pour la conception BB (1600 t.)
- Augmentation du quantitatif en haubans acier pour la conception BB (120 t.)

L'unité fonctionnelle alors considérée peut être énoncée ainsi « réaliser la solution de revêtement du platelage acier d'un viaduc multi haubané de 2460 m de long, à tablier à dalle orthotrope ».

Lorsque l'unité fonctionnelle restreint le système d'étude aux éléments différenciants, l'ampleur des écarts constatés entre les deux conceptions augmente significativement : atteignant de 7 % à 50 % suivant les indicateurs. Dans le cadre du modèle de cycle de vie établi, la solution à revêtement BFUP permet une réduction d'impacts de 11 % sur la consommation d'énergie primaire, de 7 % sur l'épuisement des ressources naturelles, de 28 % sur la formation d'ozone photochimique. En revanche, la solution de revêtement béton bitumineux offre une limitation des impacts de près de 50 % sur le potentiel de réchauffement climatique, et de 37 % sur le potentiel d'acidification atmosphérique.
Aucune conception n'étant dominante sur l'ensemble des indicateurs, il n'est pas possible, à ce stade et au seul titre de l'empreinte environnementale, de préférer une solution de revêtement à une autre.

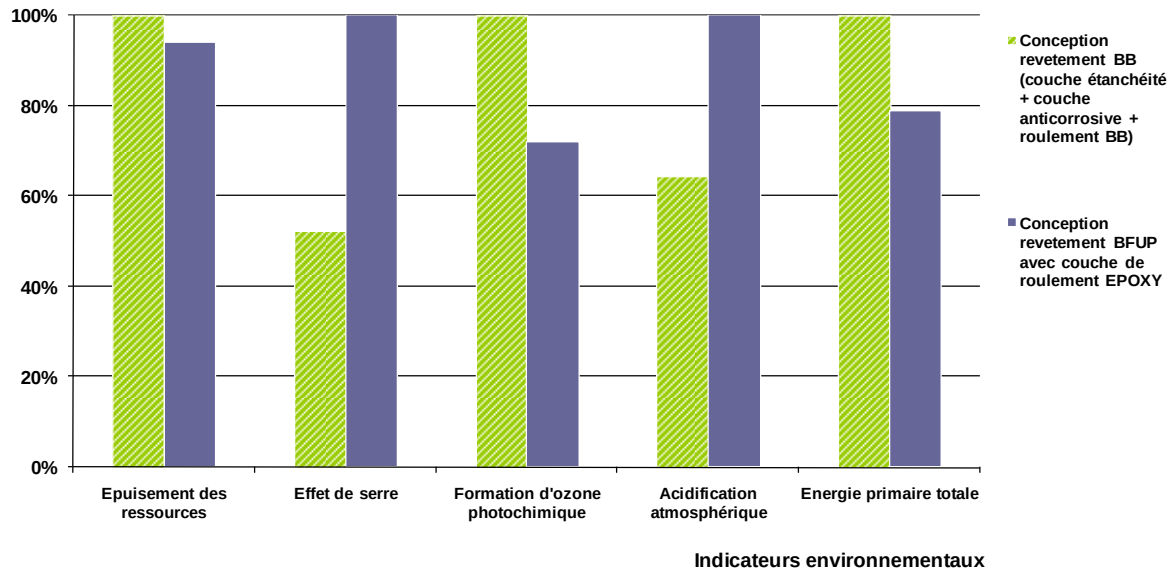


Figure 5.12. *Bilans environnementaux des deux conceptions pour le système restreints aux DIFFERENCES*

Les écarts entre les deux conceptions, sur la base de la mise en œuvre d'une couche de roulement en résine époxy pour la conception BFUP, atteignent des niveaux significatifs, sur certains indicateurs. Détaillons à présent l'origine de ces différences (Figure 5.13).

Il apparaît que, quel que soit l'indicateur environnemental considéré :

- Pour la solution à revêtement béton bitumineux (BB) : les opérations de maintenance du revêtement (couche de roulement + couche anticorrosive + couche d'étanchéité, suivant leurs scénarios respectifs) représentent plus de 50 % des impacts. La couche d'étanchéité et la couche de roulement BB – production et maintenance – sont responsables de la majorité des impacts.

- Pour la solution à revêtement BFUP : la production et la maintenance de la couche de roulement en résine époxy (4 mm d'épaisseur) est la principale contributrice aux impacts environnementaux de la solution BFUP (système restreint aux différences) : 50 % à 75 % suivant les indicateurs.

Sur l'épuisement des ressources, les différences observées sont du même ordre de grandeur que les impacts liés à la fin de vie des matériaux de la solution BB. Or, par manque de données spécifiques, les impacts de la fin de vie des matériaux de la solution BFUP ont été très vraisemblablement sous estimés : la résine époxy étant considérée comme un déchet inerte. Aussi, sur cet indicateur, les différences observées sont jugées non significatives.

On note que les différences relevées entre les deux solutions sur les indicateurs d'effet de serre et de consommation d'énergie primaire tiennent vraisemblablement surtout au contenu carbone des mix énergétiques employés dans les procédés respectifs et à l'énergie de matière contenue dans le bitume. Ainsi, la solution BFUP représente des impacts supérieurs sur l'indicateur effet de serre et moindres sur la consommation d'énergie primaire totale.

L'influence de la couche de roulement en résine époxy sur le bilan environnemental de la solution avec revêtement BFUP est considérable. La partie suivante s'attache à en quantifier la sensibilité.

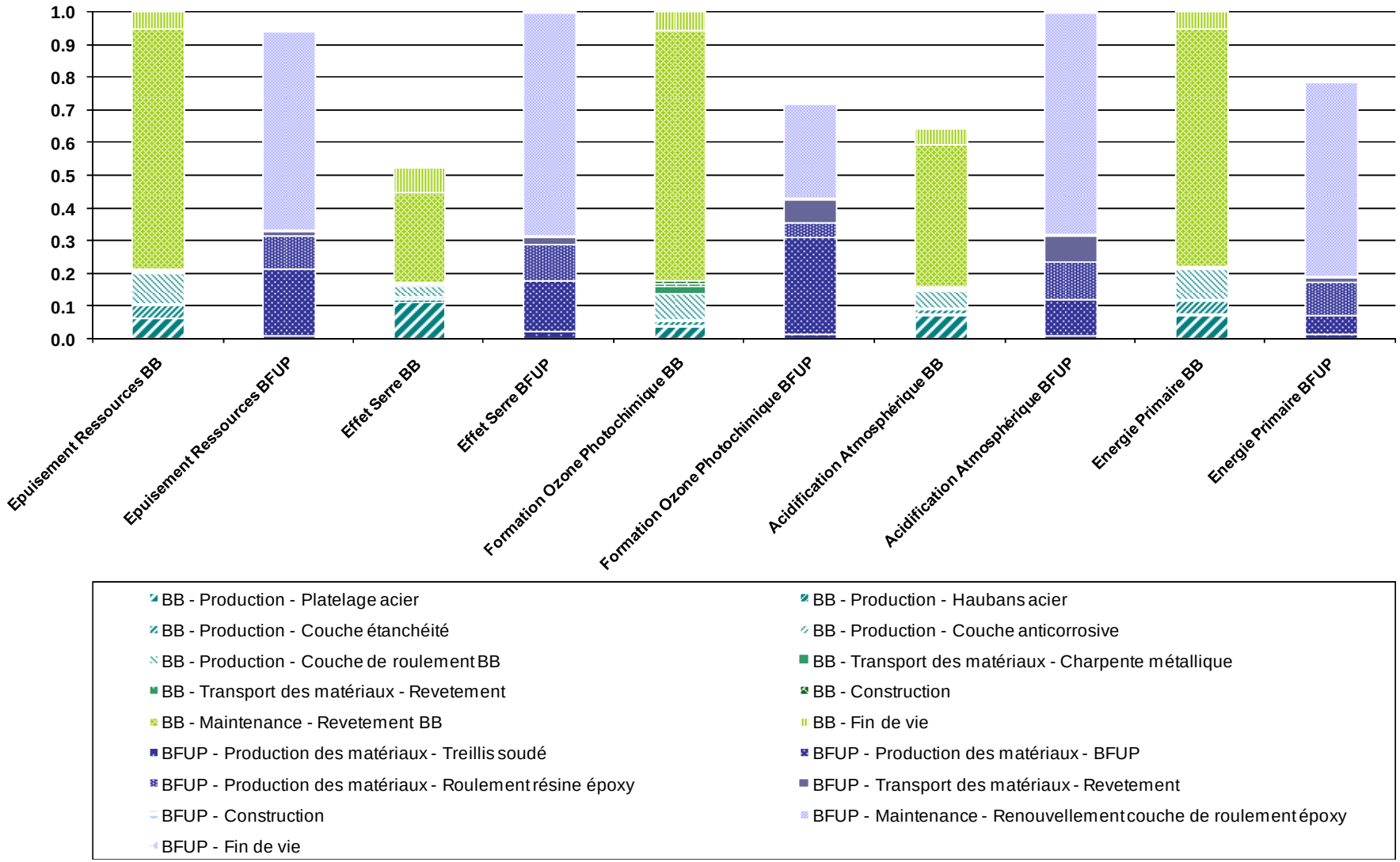


Figure 5.13. *Segmentation comparée des impacts environnementaux, système restreint aux DIFFERENCES*

5.5.3. Influence de la couche de roulement époxy : conception BFUP

Les éléments suivants sont portés à titre indicatif et dans l'objectif de fixer les ordres de grandeurs. Seuls et sans éléments complémentaires, ils ne peuvent, en aucun cas, être considérés comme des comparaisons directes et servir de conclusion. Les deux systèmes représentés – « viaduc à dalle orthotrope, revêtement béton bitumineux » et « viaduc à dalle orthotrope, revêtement BFUP sans couche de roulement époxy » - ne remplissent en effet pas la même fonction.

La barre d'erreur rouge (Figure 5.14 et Figure 5.15) représente la variation du bilan environnemental de la solution BFUP en l'absence de résine époxy (ni production, ni transport, ni maintenance, ni fin de vie).

Y compris à l'échelle du viaduc et sur son cycle de vie, la résine époxy de la couche de roulement représente des impacts considérables relativement au bilan de la solution BFUP : 8 % à 18 % (Figure 5.14).

A l'échelle du système restreint aux différences, elle est responsable de 35 % à 85 % des impacts (Figure 5.15).

Virtuellement – en excluant la résine époxy du cycle de vie – la solution BFUP présente un bilan environnemental considérablement amélioré et permet une limitation des impacts environnementaux, sur tous les indicateurs, par rapport à la conception à revêtement BB : de 60 % à 90 %.

Cette réduction virtuelle des impacts environnementaux laisse présager une possible amélioration du bilan environnemental réel, à l'échelle du viaduc et à même unité fonctionnelle, à condition d'identifier une solution pour la couche de roulement, différente ou optimisée par rapport à la couche de 4 mm de résine époxy associée aux scénarios de maintenance précédemment cités.

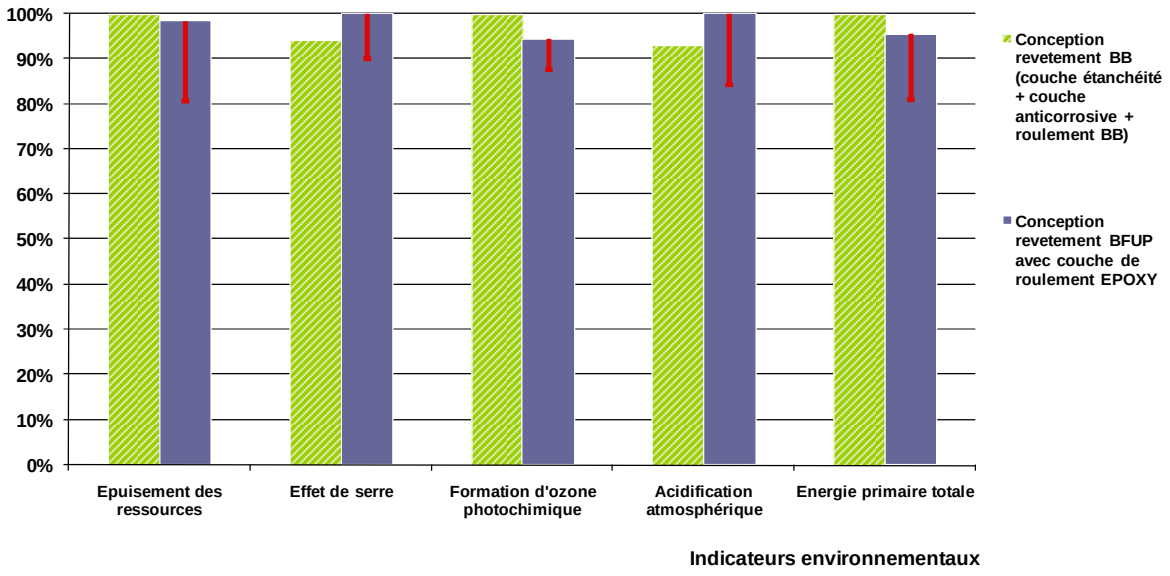


Figure 5.14. *Influence de la couche de roulement époxy, sur le bilan environnemental du VIADUC*

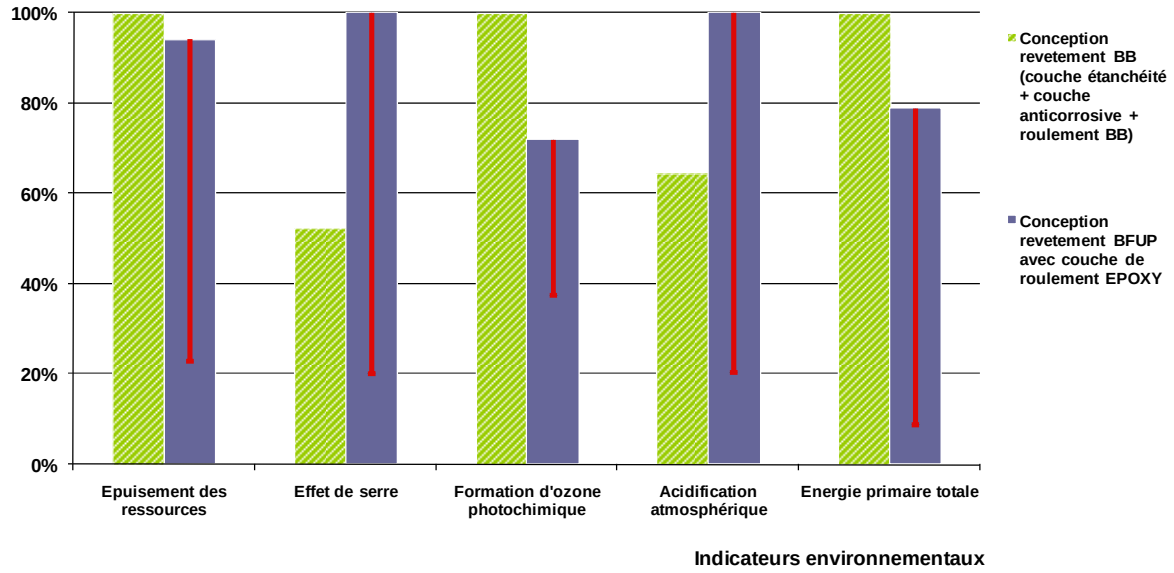


Figure 5.15. *Influence de la couche de roulement époxy, sur le bilan environnemental du système DIFFERENCES*

5.5.4. Influence d'une éventuelle maintenance du BFUP

Dans ce qui suit, la couche de roulement en résine époxy est intégrée au cycle de vie de la conception à revêtement BFUP, suivant le modèle détaillé initialement.

Le modèle de cycle de vie du Viaduc de Millau, explicité dans les parties précédentes, n'intègre – sur la durée de service de l'ouvrage, soit 120 ans – aucune action de maintenance relative au matériau BFUP. Seule la couche de roulement (époxy) est rénovée régulièrement. Ce choix a été largement motivé par l'incertitude quant aux besoins de maintenance du BFUP mis en œuvre dans de telles structures.
Cependant, cette hypothèse peut être remise en cause dans la perspective d'étudier la sensibilité du bilan environnemental – de la conception de viaduc intégrant un tablier à revêtement BFUP – aux scénarios de maintenance du matériau BFUP.
Aussi, dans cette partie, nous quantifions la variation du bilan environnemental de la solution BFUP en y intégrant un procédé de maintenance pour le BFUP. Par exemple, tous les 50 ans :

- la couche de revêtement est intégralement rabotée ;
- le treillis soudé de liaison avec le platelage est remplacé ;
- une nouvelle couche de BFUP est mise en œuvre.

A cette opération de maintenance sont associées les nécessaires étapes de production des matériaux, d'acheminement des matériaux jusqu'au viaduc, selon les mêmes procédés et hypothèses que ceux utilisés pour la construction initiale.

Sur les graphiques suivants, la sensibilité du bilan environnemental de la solution revêtement BFUP (pour les systèmes « viaduc » et « différences » respectivement) est représentée en rouge (Figure 5.16 et Figure 5.17).

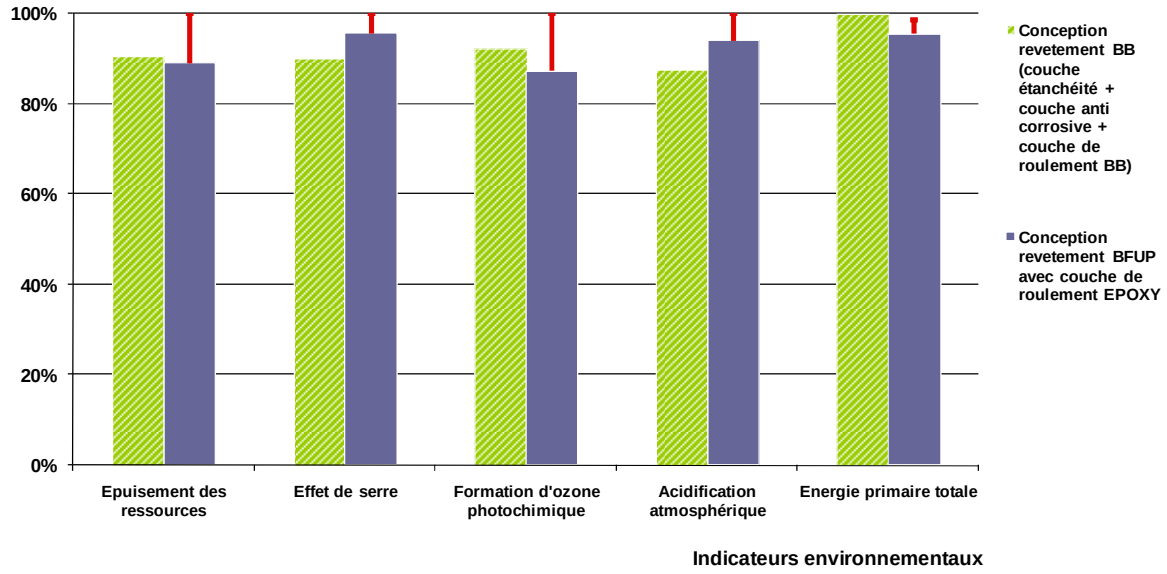


Figure 5.16. *Influence de la maintenance du matériau BFUP, sur le bilan environnemental du système VIADUC*

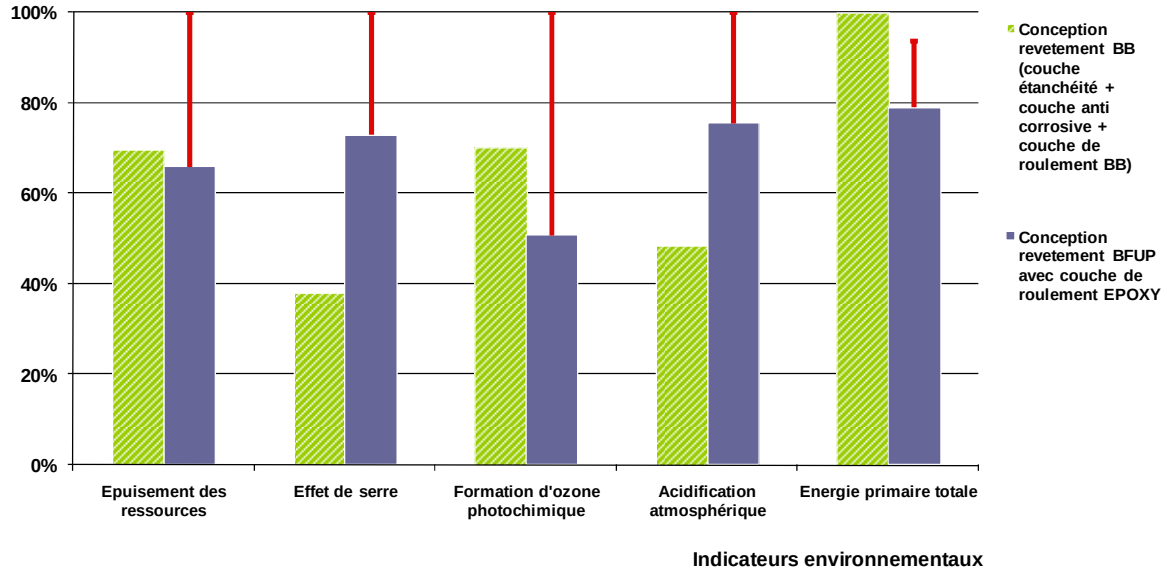


Figure 5.17. *Influence de la maintenance du matériau BFUP, sur le bilan environnemental du système DIFFERENCES*

L'influence de la maintenance du matériau BFUP est significative. En intégrant un scénario de maintenance tous les 50 ans pour la couche de BFUP, la solution à revêtement BFUP représente 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). A celle du système restreint aux éléments différenciants, elles atteignent 30 % à 62 % (sauf sur l'énergie primaire).

Le bilan environnemental détaillé sur les étapes du cycle de vie est enfin présenté dans la Figure 5.18 ci-dessous.

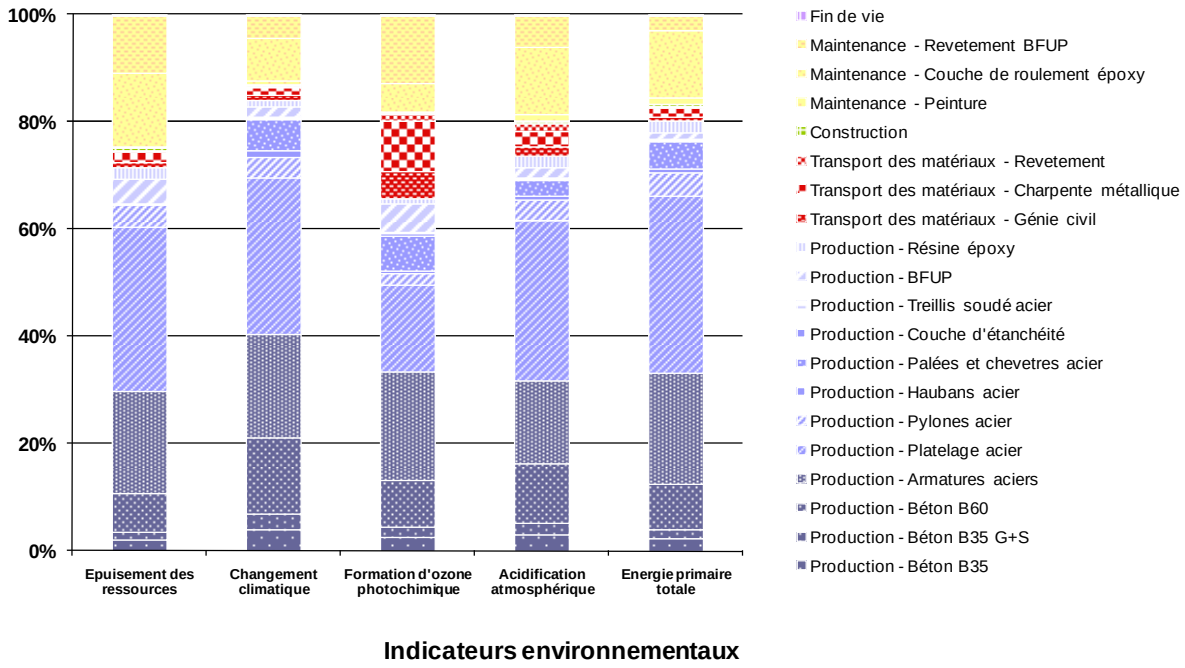


Figure 5.18. *Segmentation des impacts environnementaux sur le cycle de vie*
(Viaduc à dalle orthotrope : platelage acier + revêtement BFUP, maintenance matériaux BFUP intégrée)

5.5.5. Scénarios époxy et maintenance BFUP : sensibilité combinée

En guise de synthèse, la Figure 5.19 et la Figure 5.20 représentent les bilans environnementaux de conceptions à revêtement BFUP fictives intégrant ou non une couche de roulement en résine époxy gravillonnée et/ou un scénario de maintenance pour le matériau BFUP du revêtement.
Ces bilans sont comparés à celui de la solution à revêtement BB.
Ils sont représentés à l'échelle du viaduc sur son cycle de vie et à celle du système retreint aux éléments différenciants.

Du point de vue environnemental le revêtement BFUP devient particulièrement intéressant s'il peut effectivement permettre de se passer de maintenance et si l'adhérence peut être assurée par une solution plus performante environnementalement que l'époxy gravillonnée. Il convient d'ailleurs d'ajouter à ce bénéfice l'économie des coûts indirects associés aux opérations de maintenance (interruption totale ou partielle de la circulation ou service).

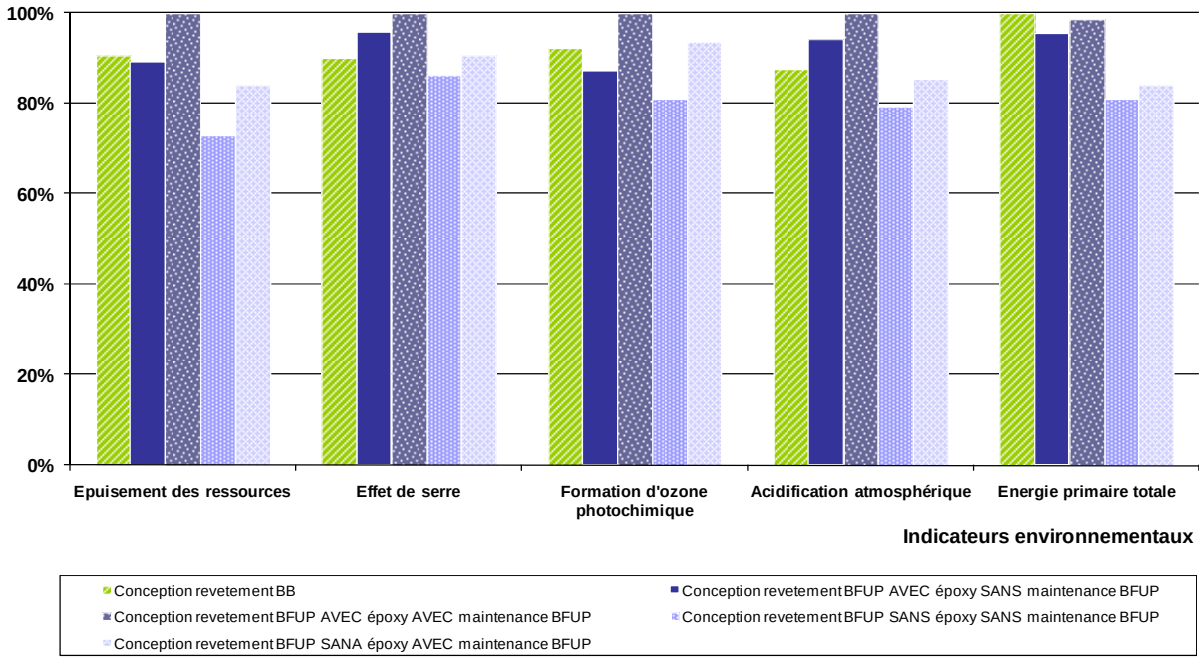


Figure 5.19. *Variabilité du bilan environnemental de la conception revêtement BFUP (en fonction de l'époxy et de la maintenance du matériau BFUP) et comparaison au bilan environnemental de la conception à revêtement BB, système VIADUC*

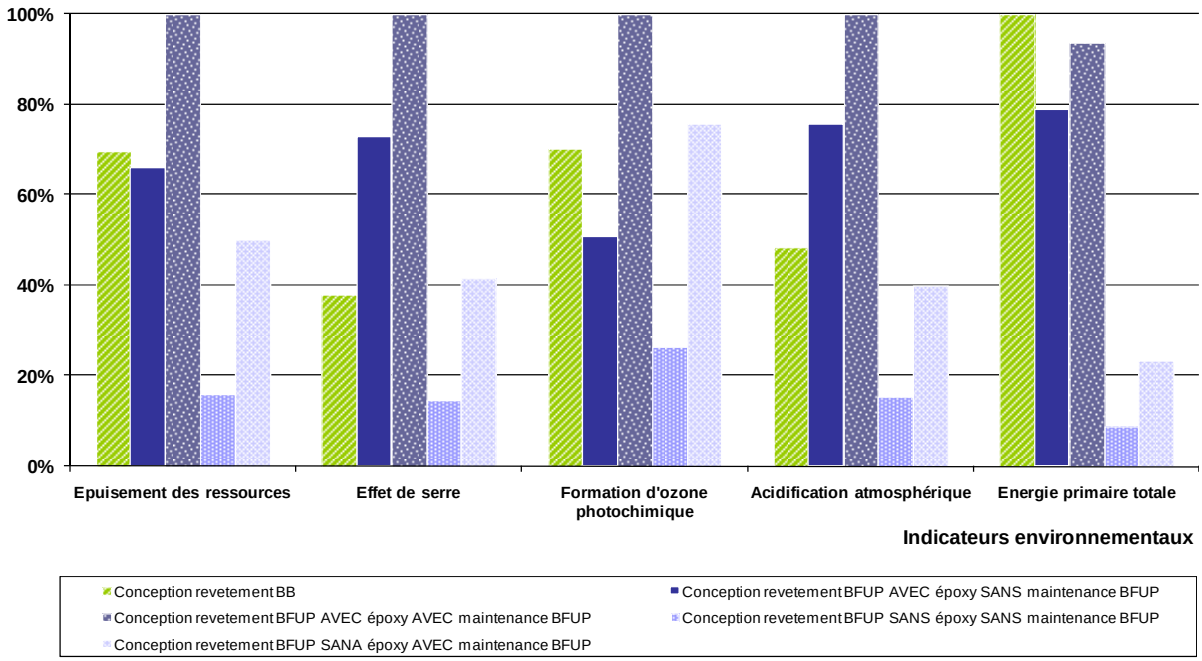


Figure 5.20. *Variabilité du bilan environnemental de la conception revêtement BFUP (en fonction de l'époxy et de la maintenance du matériau BFUP) et comparaison au bilan environnemental de la conception à revêtement BB, système DIFFERENCES*

5.6. Conclusion de l'étude ACV

L'analyse de cycle de vie appliquée aux viaducs à dalle orthotrope permet, au travers de cette étude simplifiée, de tirer quelques enseignements importants.

Le choix de la solution de revêtement pour le platelage des dalles implique des impacts environnementaux non négligeables sur le cycle de vie de l'ouvrage, y compris à l'échelle du viaduc : 4% à 24% suivant les indicateurs et la conception retenue. La phase de maintenance, en particulier, est responsable de larges impacts sur l'environnement.
Du point de vue des comparaisons, bien que des écarts soient identifiables et significatifs entre les deux conceptions à l'étude, aucune ne parvient à afficher un bilan environnemental meilleur sur tous les indicateurs, dans le cadre du modèle de cycle de vie proposé. Donc dans la limite des hypothèses faites l'impact environnemental ne constitue pas un élément de choix décisif pour la solution.
Par ailleurs, l'analyse détaillée des impacts souligne le poids relatif considérable de la couche de roulement en résine époxy gravillonnée sur le bilan environnemental de la solution à revêtement BFUP. En excluant ce type de couche de roulement, la conception BFUP est virtuellement meilleure sur tous les indicateurs. Aussi, l'association du matériau BFUP à une couche de roulement différente de la résine époxy actuelle constituerait sans doute du point de vue environnemental une voie de recherche prometteuse.
De plus, le scénario de maintenance proposé initialement pour la solution BFUP n'inclut aucune opération de maintenance spécifique pour le matériau BFUP. La sensibilité du bilan environnemental de cette conception à l'introduction d'une maintenance additionnelle est toutefois non négligeable et propre à rendre la solution BFUP plus impactante que celle à revêtement BB sur tous les indicateurs sauf l'énergie primaire totale. Aussi, vis-à-vis de l'argumentaire environnemental associé au choix du revêtement, il apparaît nécessaire de conforter l'hypothèse de durabilité du revêtement BFUP.

Sur le plan plus méthodologique et de l'analyse de cycle de vie, quelques faiblesses de notre approche simplifiée sont à souligner. Les deux limites principales sont : la non prise en compte des impacts induits par la maintenance en terme de contrainte à l'usager et l'absence de différenciation des deux solutions par leur durée de vie en fatigue, qui est le bénéfice phare recherché par la solution BFUP.
De plus, la prise en compte des procédés de fabrication, du transport et de la mise en œuvre des constituants des solutions de revêtement BFUP ou béton bitumineux est simplifiée et parcellaire.
Les données d'inventaires utilisées pour le matériau Orthochape® – béton bitumineux spécialement adapté au revêtement des ouvrages orthotropes – sont des données moyennes sur le bitume et les granulats. Par conséquent, elles ne sont possiblement pas totalement représentatives des matériaux spécifiques mis en œuvre dans le cas de l'Orthochape®.
Dans le cas du BFUP, les données sont très parcellaires et les hypothèses sur le transport, bien que peu impactantes, sont fortement attachées à un projet particulier.

Par ailleurs, les procédés de construction ont fait l'objet d'une prise en compte simplifiée par manque de données. Dans le modèle actuel, la phase de construction est alors négligeable.
Enfin et en ce qui concerne la phase de fin de vie, les scénarios de recyclage n'ont pas été intégrés. De plus, la connaissance semble limitée en ACV sur les impacts réels de la fin de vie des matériaux, notamment pour la résine époxy.

Certaines de ces faiblesses sont donc davantage liées à l'état de l'art qu'à des choix de modélisation de notre part. D'une manière générale, on note aussi une forte hétérogénéité de la disponibilité, de la qualité et donc de la précision des données.
La mise en place de la base de données DIOGEN [219], spécifiquement dédiée aux matériaux et procédés du génie civil, est de nature à l'avenir à améliorer la fiabilité d'une étude comme la nôtre.

Conclusions générales et perspectives

Les dalles orthotropes permettent de constituer des tabliers de pont métalliques à partir d'une tôle de platelage soudée à des raidisseurs longitudinaux ouverts ou fermés. Cet ensemble est soudé sur les pièces de pont qui assurent un raidissage transversal. Plus légères qu'une solution en béton armé (poids propre réduit d'un facteur 2 à 3), elles sont utilisées dans la construction des ponts à grande portée et des ponts mobiles. Ce type de tablier est utilisé en association avec un revêtement épais, souvent du type béton bitumineux (Viaduc de Millau [28] [43] [123] [194]) ou un revêtement mince ou ultra-mince, par exemple une couche de revêtement type résine époxy gravillonnée (Pont Gustave Flaubert à Rouen [32] [64] [195]).

Comme il s'agit d'une structure très souple, ses liaisons soudées sont très vulnérables au phénomène de fatigue engendré par les charges lourdes du trafic. Normalement le revêtement joue un rôle mécanique en rigidifiant la structure, mais pour l'instant cet effet n'est pas intégré dans l'Eurocode 3 [136]. Ce dernier préconise une tôle de platelage d'au moins 14 mm pour la voie lente avec un revêtement d'épaisseur supérieure à 70 mm, ou une tôle d'au moins 16 mm avec un revêtement d'épaisseur supérieure à 40 mm, et il considère que le revêtement type béton bitumineux contribue à la diffusion de la charge de trafic. Il ne fournit pas d'élément pour apprécier quantitativement l'apport du revêtement sur la tenue en fatigue de ce type de structure.

Le projet Orthoplus financé par l'ANR et lancé en 2006 visait l'évaluation des effets du revêtement de chaussée sur le comportement à la fatigue des dalles orthotropes, et la validation d'une conception innovante avec l'utilisation d'un nouveau type de revêtement en BFUP (Béton Fibré à Ultra hautes Performances). Grâce aux propriétés mécaniques et de durabilité très performantes de ce matériau nous pouvons envisager la réduction des épaisseurs, tôle de platelage et revêtement.

Cette thèse de doctorat a été réalisée dans le cadre du projet Orthoplus, avec la réalisation d'un programme expérimental sur quatre corps d'épreuve à échelle 1, représentatifs des structures existantes et des prototypes de dalles orthotropes avec la nouvelle solution de revêtement :

1. Dalle orthotrope avec tôle de 14 mm non revêtue ;
2. Dalle orthotrope avec tôle de 10 mm revêtue de 35 mm de BFUP type BSI/CERACEM® ;
3. Dalle orthotrope avec tôle de 14 mm revêtue de 70 mm de Béton Bitumineux (BB) type Orthochape® ;
4. Dalle orthotrope avec tôle de 12 mm revêtue de 35 mm de BFUP type BSI/CERACEM®.

L'instrumentation a été conçue de façon à comprendre et analyser le comportement global des corps d'épreuve. Les capteurs utilisés comprennent des pesons, des capteurs de flèche et des jauges de déformation. Dans ce manuscrit de thèse, l'analyse a été effectuée essentiellement sur :

- les mesures des pesons placés au niveau des appuis et de la charge appliquée ;
- les flèches le long de l'axe transversal du corps d'épreuve ;
- les jauges de déformation situées à l'axe transversal au-dessous et au-dessus du platelage métallique ;
- les jauges de déformation situées à l'axe transversal sur l'âme latérale des augets ;
- les jauges de déformation situées en bas des augets.

Les jauges situées à proximité des assemblages soudées, en particulier la liaison auget-platelage entre pièces de pont, ont permis grâce à une extrapolation linéaire [15] [93] de déduire les contraintes de fatigue (contraintes géométriques extrapolées au point chaud, utilisées pour la vérification en fatigue) sur la tôle de platelage et sur l'auget. L'ensemble des mesures de flèche et d'autre mesures de déformation ont été également utilisées pour la validation des différents modèles éléments finis coques et volumiques développés par les partenaires du projet Orthoplus : IFSTTAR Nantes [60] [61] [62] et ENTPE [149] [150].

Plusieurs configurations de chargement ont été testées en suivant le même protocole expérimental sur les différents corps d'épreuve. L'analyse se concentre sur les configurations les plus sévères. L'ensemble des résultats sont néanmoins fournis dans ce manuscrit pour former une base de données expérimentale en vue d'études futures éventuelles et de validation des modèles et méthodes de calcul de ces ouvrages.

Les résultats obtenus sur le corps d'épreuve avec tôle de 14 mm non revêtue ont mis en évidence le caractère critique de l'assemblage soudé auget – tôle de platelage entre pièces de pont vis-à-vis de la fatigue en l'absence de revêtement ou pour des revêtements ultra-minces. En effet, les contraintes de fatigue mesurées sont proches ou dépassent légèrement les catégories de détail fixées par l'Eurocode 3-1-9 [135]. Les résultats sur ce corps d'épreuve mettent en évidence la nécessité de recourir à un revêtement et de comprendre son interaction avec la structure. Ils nous ont également permis de valider la modélisation par calcul aux éléments finis de la structure métallique seule (géométrie, conditions d'appui…).
Les trois autres corps d'épreuve ont permis notamment de quantifier l'apport des différents revêtements en termes de rigidité globale (flèche) et de réduction des contraintes de fatigue. En comparant directement les résultats de ces corps d'épreuve avec ceux du corps d'épreuve sans revêtement, nous obtenons les gains suivants [81] :

- augmentation de la raideur en termes de flèche :
  - environ 8 % pour la dalle revêtue de BB ;
  - environ 34% pour les dalles revêtues de BFUP.

- diminution des contraintes de fatigue au niveau de l'assemblage étudié sous la tôle de platelage :
    - entre 17 et 34 % pour le corps d'épreuve revêtu de BB ;
    - entre 22 et 33 % pour le corps d'épreuve tôle 10 + BFUP ;
    - entre 53 et 72 % pour le corps d'épreuve tôle 12 + BFUP.
- diminution des contraintes de fatigue au niveau de l'assemblage étudié sur la face externe de l'auget :
    - entre 7 et 31 % pour le corps d'épreuve revêtu de BB ;
    - entre 36 et 53 % pour le corps d'épreuve tôle 10 + BFUP ;
    - entre 40 et 52% pour le corps d'épreuve tôle 12 + BFUP.

Notons toutefois que la comparaison n'est pas tout à fait judicieuse car les corps d'épreuve BFUP ont des tôles d'épaisseurs plus faibles, 10 et 12 mm. L'apport réel du BFUP est donc supérieur aux valeurs indiquées ci-dessus. Malgré des tôles de platelage moins épaisses, les corps d'épreuve revêtus de BFUP présentent une réduction des contraintes de fatigue qui deviennent ainsi nettement inférieures aux classes de détail de l'Eurocode 3-1-9, ce qui semble indiquer la pérennité de l'assemblage soudé à l'échelle de la durée de vie de l'ouvrage.

A titre d'exemple, nous obtenons ainsi les contraintes de fatigue suivantes pour un chargement de type plaque A de 45 kN [81] [122] :

- contraintes de fatigue au niveau de l'assemblage étudié sous la tôle de platelage (classe de détail Eurocode 3-1-9 : 100 MPa ou 71 MPa (voir section 1.3.1 du Chapitre 1)) :
    - environ 54 MPa pour le corps d'épreuve tôle nue de 14 mm ;
    - environ 39 MPa pour le corps d'épreuve revêtu de BB ;
    - environ 42 MPa pour le corps d'épreuve tôle 10 + BFUP ;
    - environ 25 MPa pour le corps d'épreuve tôle 12 + BFUP.
- contraintes de fatigue au niveau de l'assemblage étudié sur la face externe de l'auget (classe de détail Eurocode 3-1-9 : 71 MPa) :
    - environ 71 MPa pour le corps d'épreuve tôle nue de 14 mm ;
    - environ 58 MPa pour le corps d'épreuve revêtu de BB ;
    - environ 40 MPa pour le corps d'épreuve tôle 10 + BFUP ;
    - environ 35 MPa pour le corps d'épreuve tôle 12 + BFUP.

Notons également que le béton bitumineux a été testé à une vitesse trop faible pour qu'il puisse apporter une rigidité conséquente (voir la courbe du module complexe du matériau BB à 0 Hz et entre 20°C et 25°C

– Figure 1.17.de la section 1.1.4 du Chapitre 1 [149]). Il permet néanmoins de diminuer significativement les contraintes de fatigue au niveau de la tôle de platelage, mais son influence est plus faible au niveau de la tôle de l'auget, qui reste le point le plus critique en termes de durée de vie.

Le BFUP réduit de façon considérable les contraintes de fatigue, mais un glissement entre ce matériau et la tôle de platelage a été constaté pendant la campagne expérimentale pour les deux corps d'épreuve testés. Ce phénomène de glissement a lui-même entraîné une microfissuration en fibre inférieure du BFUP en remontant fortement la position de l'axe neutre dans la couche de BFUP.
Pour le dernier corps d'épreuve testé (tôle de 12 mm + 35 mm de BFUP) le seuil d'endommagement semble être supérieur à la charge cyclique appliquée (120 kN avec une plaque type A), car aucune évolution au cours des deux millions de cycles de l'essai de fatigue n'a été observée.
Pour le corps d'épreuve tôle 10 mm, le seuil d'endommagement semble être du même ordre de grandeur que la charge cyclique appliquée, puisque l'évolution a été relativement modérée lors des cycles de fatigue.
Le corps d'épreuve a été endommagé lorsque nous avons augmenté la charge jusqu'à 150 kN en statique. Cette charge correspond à la charge ELS caractéristique de l'Eurocode 1-2 [30], mais elle s'applique en théorie sur une surface plus importante : (400x400) mm^2 au lieu de (220x320) mm^2 dans notre cas. On a donc appliqué un chargement plus sévère que celui décrit dans la norme.

Le choix de la connexion entre la tôle de platelage et la couche de BFUP a été énoncé en introduction comme un des objectifs de la thèse. A ce stade, et au vu des résultats obtenus, il n'est pas possible de discriminer les solutions étudiées et de se prononcer sur une conception préférée.

Durant les essais, nous avons constaté plusieurs phénomènes inattendus, liés au protocole d'essais, non spécifiques au type de structure étudiée ici, à savoir la dalle orthotrope :

- difficulté d'appliquer une charge surfacique uniformément répartie sur un corps d'épreuve déformable. L'élément de contact utilisé doit avoir une rigidité adaptée à la déformabilité de la structure testée. Dans notre cas, la plaque néoprène a semblé être le meilleur compromis ;
- évolution de la surface de contact des roues de camion en fonction de la charge appliquée. Dans notre cas, ceci a pour conséquence que la roue est plus défavorable que la plaque métallique type A pour les faibles charges et moins défavorable pour les fortes charges ;
- difficulté de tester, dans un délai raisonnable, un corps d'épreuve revêtu de BB sous chargement cyclique représentatif d'un chargement routier en raison du risque d'orniérage.

Les modèles de calcul pour le corps d'épreuve sans revêtement et pour le corps d'épreuve revêtu de BB (module d'Young très faible de 15 MPa pour s'adapter aux conditions expérimentales) ont pu être mis en œuvre sans difficultés majeures, en utilisant des lois de comportement élastiques linéaires. Ils ont permis

une bonne estimation de la déformée globale de la structure et des déformations locales, et pourront constituer un outil d'analyse utile vis-à-vis de l'ensemble des configurations de chargement réalisées. En revanche, il en a été différemment pour les corps d'épreuve revêtus de BFUP en raison des phénomènes non linéaires observés, à savoir le glissement à l'interface et la microfissuration du BFUP qui en résulte. La modélisation la plus satisfaisante réalisée comporte une interface glissante entre tôle métallique et BFUP ainsi qu'une loi élasto-plastique pour prendre en compte la fissuration du BFUP.

Quel que soit le type de corps d'épreuve, nous avons observé une difficulté importante dans l'évaluation par la modélisation des contraintes de fatigue sur l'auget. Aucun modèle ne semble appréhender de manière satisfaisante les efforts passant dans l'auget. Ceci pourrait provenir du fait que l'on néglige dans la modélisation la surépaisseur apportée par la soudure. Les différences constatées pourraient provenir d'une prise en compte insuffisante de la géométrie de la soudure.

Vis-à-vis d'une prévision des contraintes géométriques extrapolées au point chaud, requises pour la vérification de la durée de vie en fatigue, il demeure donc nécessaire de corriger les calculs effectués en les calibrant grâce aux données expérimentales acquises par ce programme. Pour les contraintes dans la tôle de platelage, le facteur à prendre en compte reste modeste pour les solutions souples (+15 % pour la tôle nue). Il est plus important pour les solutions rigides. Pour les contraintes dans l'auget, l'ampleur du facteur correctif qu'il serait nécessaire d'intégrer traduit la nécessité d'améliorer en profondeur la modélisation.

Une évaluation environnementale par la méthode de l'analyse de cycle de vie (ACV) a été menée. L'objectif a été d'analyser du point de vue environnemental les deux solutions de revêtement proposées à l'échelle d'un ouvrage réel (Viaduc de Millau). Nous avons remarqué que les résultats sont très fortement dépendants des hypothèses sur la maintenance du BFUP et sur l'utilisation de la couche de roulement en résine époxy gravillonnée. Le modèle développé ne permet pas de tenir compte de la durée de vie en fatigue largement améliorée par le revêtement BFUP, comme a pu le montrer le calcul en fatigue associant les charges du LM4 et l'évaluation expérimentale de leurs effets à partir des corps d'épreuve testés.

La priorité de ce travail de thèse a été de recueillir des données fiables et représentatives pour évaluer l'apport du revêtement dans le fonctionnement des tabliers à dalle orthotrope et quantifier l'intérêt d'un renforcement par revêtement en BFUP. Les compromis qui ont été nécessaires permettent d'identifier plusieurs perspectives pour mieux exploiter les résultats déjà acquis.

Les points restant à explorer pour de futures expérimentations sont les suivants :

- tester chaque configuration sans revêtement, puis avec revêtement pour quantifier l'apport de celui-ci. Dans cette étude, il a été difficile de le faire par faute de temps. Nous avons fait la comparaison

avec le modèle 2D aux éléments finis, dont on a vu les limites notamment pour prévoir le comportement des augets ;

- tester les corps d'épreuve avec des chargements non centrés en faisant varier la position de la charge transversalement ;
- tester une solution avec une couche de BFUP collée sur la tôle de platelage. Cela pourrait être réalisé avec des éléments préfabriqués, ou bien en coulant du BFUP directement sur une couche de colle n'ayant pas encore fait prise. La recherche de dispositions technologiques fiables améliorant la connexion du BFUP permettrait d'optimiser encore la rigidification permise par ce revêtement.

La modélisation peut être améliorée dans les domaines suivants :

- mise au point d'une modélisation simplifiée sécuritaire pour les corps d'épreuve avec revêtement BFUP, en vue de calculs de type bureau d'étude. On pourrait par exemple modéliser deux plaques glissant l'une sur l'autre avec une inertie très réduite pour le BFUP afin de prendre en compte sa fissuration ;
- améliorer les modèles pour retrouver les contraintes de fatigue expérimentales au niveau de l'auget. Une modélisation fine de la géométrie de la soudure nous semble souhaitable.

Un autre point qui reste à développer consiste à utiliser les contraintes de fatigue obtenues expérimentalement pour calculer la durée de vie en fatigue à partir de la mécanique linéaire à la rupture. Les résultats de cette méthode pourront être comparés à ceux obtenus avec la règle du cumul linéaire de l'endommagement. Les résultats de ces évaluations pourraient permettre de clarifier et améliorer les dispositions de l'Eurocode 1 partie 1-9 critiques vis-à-vis de la gestion responsable de la durée de service des ponts à dalle orthotrope.

Le projet Orthoplus a inspiré la réparation du pont d'Illzach, situé dans le Département du Haut-Rhin, en 2011 grâce au procédé Orthodalle®. Il s'agit d'un ouvrage avec un tablier à poutres latérales à treillis de type Warren, reliées par un platelage orthotrope de largeur 11,20 m. Les liaisons auget – pièce de pont ont été atteintes par de nombreuses fissures de fatigue car il s'agit d'une dalle orthotrope ancienne avec des augets discontinus. La solution retenue pour prolonger la durée de service de l'ouvrage de quelques dizaines d'années a été de renforcer le tablier par des plaques préfabriquées en BFUP (BSI/CERACEM®) de 5 cm d'épaisseur, connectées au platelage par des goujons. Les zones de clavage (bords des éléments préfabriqués) et les fenêtres ont été réalisées en BFUP coulé en place au droit des connecteurs. Les soudures n'ont pas été réparées.
Aujourd'hui, après les travaux de renforcement, la partie métallique de l'ouvrage est surveillée avec des jauges de déformation et les charges de trafic mesurées en permanence. Il serait important de pouvoir

évaluer la durée de vie de la structure et de la comparer avec celle calculée par les modèles qui ont été développés pour le dimensionnement du renforcement.

Références bibliographiques

1. A 03-406 (Normalisation française – AFNOR), Produits métalliques, Fatigue sous sollicitations d'amplitude variable, Méthode Rainflow de comptage des cycles, novembre 1993.

2. Aarup, B., « CRC: Precast applications of UHPFRC », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development,* ISTE-Wiley, pp.321-330, 2011.

3. AFGC-SETRA, Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations, Bagneux: SETRA, 2002.

4. American Institute of Steel Construction, Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, 1963.

5. Arnaud, L., Cohen-Solal, J., Houel, A., Dimensionnement à la fatigue d'une dalle BFUP pour ponts à dalle orthotrope, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3b, avril 2011.

6. Assessment of Existing Steel Structures, Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, CECM-TC6, rapport version 9 (non publiée), 2006.

7. Atzori, B., Lazzarin, P., Meneghetti, G., « Fatigue strength assessment of welded joints: From the integration of Paris's law to a synthesis based on the notch stress intensity factors of uncracked geometries », *Engineering Fracture Mechanics 75* (2008), doi:10.1016/j.engfracmech.2007.03.029.

8. Atzori, B., Lazarrin, P., Meneghetti, G., Ricotta, M., « Fatigue design of complex welded structures », *International Journal of Fatigue 31* (2009), doi :10.1016/j.ijfatigue.2008.02.013.

9. Baby, F., Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure, Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, mars 2012.

10. Baby, F., Gomes, F., Renaud, J-C., Billo, J., Marchand, P., Toutlemonde, F., Caractérisation en flexion du revêtement mince en BSI/CERACEM® de la dalle orthotrope (tôle de platelage de 10 mm + 35 mm de BFUP), Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3c, mai 2010.

11. Bathias, C., Baïlon, J-P., La fatigue des matériaux et des structures, Collection Université de Compiègne, Maloine S.A. Editeur Paris, 1980.

12. Batoz, J-F., Behloul, M., « UHPFRC development: experience with Ductal® over the past two decades », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development,* ISTE-Wiley, pp.43-62, 2011.

13. Battista, R.C., Pfeil, M.S., « Strengthening fatigue-cracked steel bridge decks », Proceedings of the Institut of Civil Engineers Brigde Engineering 157 (BE2): pp. 93-102, 2004.

14. Battista, R.C., Pfeil, M.S., Carvalho, E.M.L., « Fatigue life estimates for slender orthotropic steel deck », *Journal of Constructional Steel Research 64* (2008), pp.134-143, doi:10.1013/j.jcsr.2007.03.002.

15. Bignonnet, A., Carracilli, J., Jacob, B., Comportement en fatigue des ponts métalliques : application aux dalles orthotropes en acier, Rapport de recherche CECA n° 7210 KD/317, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, mars 1990.

16. Bignonnet, A., Carracilli, J., Jacob, B., Etude en fatigue des ponts métalliques par un modèle de mécanique de la rupture, Cahiers de l'AFPC, n°283, mai 1991.

17. Birelli, G., « UHPFRC Development : review of a determining application », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development,*ISTE-Wiley, pp.21-41, 2011.

18. Boersma, P.D., De Jong, F.B.P., Techniques and solutions for rehabilitation of orthotropic steel bridge decks in the Netherlands : http://www.ferroplan.com.

19. Bouchon, E., « La travée métallique du pont de Cheviré sur la Loire », *Bulletin ponts métalliques*, n°15, 1992.

20. Bouhaya, L., Le Roy, R., Feraille-Fresnet, A., « Simplified environmental study on innovative bridge structure », *Environmental Science & Technology*, vol.43, nº6, pp.2066-2071, 2009.

21. Braam, R., Kolstein, H., Romeijn, A., Buitelaar, P., « Concrete overlays to improve the fatigue life of movable orthotropic steel bridge », *International Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, 25-29 août 2008.

22. Brevet, P., François, D., Gourmelon, J-P., Raharinaivo, A., Fatigue des ouvrages d'art métalliques soudés, Rapport de recherche LPC n°85, novembre 1978.

23. Brisard, S., Calcul à la fatigue d'une dalle orthotrope, note interne, Sétra, janvier 2006.

24. Buitelaar P., « Ultra thin heavy reinforced high performance concrete overlays », *6th International Symposium on High Strength/High Performance Concrete*, Leipzig, juin 2002.

25. Buitelaar, P., Braam, R., « Application of reinforced high performance concrete overlays on orthotropic steel bridge decks – theory and practice », *International Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, 25-29 août 2008.

26. Buitelaar, P., Braam, R., « Heavy reinforced ultra thin white topping of high performance concrete for re-strengthening and rehabilitation of structures and pavements », *8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete*, S3973, pp.1262-1269, Tokyo, 27-29 octobre 2008.

27. Buitelaar, P., Braam, R., Kaptijn, N., « Transport & Infrastructure: Concrete evidence », *Concrete Engineering International*, p.45, spring 2006.

28. Buonomo, M., Servant, C., Virlogeux, M., Cremer, J-M., Del Forno, J-Y., « Le viaduc de Millau : Description du projet et construction de l'ouvrage », *Bulletin ponts métalliques*, nº 23, pp.46-61, 2004.

29. Cadic, R., Appareil de flexion sous moment négatif pour mesure de la résistance à la fatigue des revêtements de chaussée destinés à revêtir les tabliers métalliques d'ouvrage d'art – Méthode d'essai LCPC, Service de physico-chimie des matériaux, Section d'analyse et d'expertise des matériaux, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, mars 1998.

30. Calgaro, J.A., *Introduction aux Eurocodes : Sécurité des Constructions et bases de la théorie de la fiabilité*, Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996.

31. Carcasses, M., « New AFGC Recommendations on UHPFRC: Chapter 3 - Durability », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*,ISTE-Wiley, pp.755-763, 2011.

32. Carmillet, F., « Le pont Flaubert à Rouen : un pont levant exceptionnel », *Bulletin ouvrages d'art, Sétra*, n° 55, juillet 2007.

33. Carracilli, J., Effet de l'accroissement du trafic sur la fatigue d'un pont, Exemple de l'autopont de Choisy-le-Roi, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 172, réf. 3549, mars-avril 1991.

34. Carracilli J., Jacob B., « Modèle de propagation de fissure et calage sur des résultats expérimentaux », *Journées de printemps : amorçage en fatigue et compteurs de dommages*, Editions de la revue de métallurgie, Paris, 28-29 mai 1991.

35. Carracilli, J., Jacob, B., Le Pautremat, E., Galtier, A., Comportement en fatigue des poutres métalliques de ponts, RE96.022, LCPC – IRSID, mai 1996.

36. Carracilli, J., Le Pautremat, E., Jacob, B., Fatigue des ponts mixtes sous trafic routier, CECA 7210/SA/311, LCPC – IRSID, 1990-1994.

37. Champigny, Marneffe et al., « Le viaduc de Richemont : trente-neuf ans d'une vie », *Revue travaux*, n°831, juin 2006.

38. Chanut, S., Réalisation de la dalle en BSI : le 5 Mars 2009 à Mormant (77), compte-rendu de fabrication, rapport interne Eiffage TP, France, juin 2009.

39. CIMBETON – T87 : Analyse de cycle de vie d'un pont en béton – Exemple d'application pour un pont courant, éditeur Cimbéton, 150 p., avril 2010.

40. CIMBETON – T89 : Analyse de cycle de vie des structures routières, éditeur Cimbéton, 61 pages, février 2005.

41. Collection ATS OTUA, Propriétés d'emploi des aciers, La résistance à la fatigue des assemblages soudés à l'arc en aciers de construction métallique, 1982.

42. Construction Moderne – Annuel Ouvrages d'art 2004, Solution Béton : Les BFUP – des structures élancées qui laissent place à l'imagination, pp. 17-24.

43. Crémer, J-M., De Goyet, V.V., Del Forno, J-Y., « Viaduc de Millau : La mise au point du projet définitif les études d'ensemble et les études spéciales », *Bulletin ponts métalliques*, nº 23, pp.70-96, 2004.

44. Cremona, C., Chapitre IV : Tolérance au dommage et vérification des pièces métalliques soudées vis-à-vis de la fatigue, Ponts mixtes acier-béton : un guide pour des ouvrages innovants, Projet National MIKTI, RGCU, Presse des Ponts, IREX, pp. 365-396, 2008.

45. Crupi, G., Crupi, V., Guglielmino, E., Taylor, D., « Fatigue assessment of welded joints using critical distance and other methods », *Engineering Failure Analysis 12* (2004), doi:10.1016/j.engfailanal.2004.03.005.

46. Datry, J-B., Ezran, S., Nader, I.A., Provent, P., Braet, D., Hoeckman, W., « ZAC Seguin rives de Seine : le pont Renault sur le grand bras de la Seine », *Bulletin Pont Métalliques*, n°25, pp. 52-73, 2010.

47. De Backer, H., Outtier, A., Van Bogaert, P., « Analytical calcul of internal forces in orthotropic plated bridge decks based on the slope-deflection method », *Journal of Construction Steel Research* (2008), doi:10.1016/j.jcsr.2008.01.009.

48. De Corte, W., Van Bogaert, P., « The effect of shear deformations in floorbeams on the moment distribution in orthotropic plated bridge decks », *Journal of Construction Steel Research* (2006), doi:10.1016/j.jcsr.2006.01.011.

49. Deb, K., Multi objective optimization using evolutionary algorithms, Wiley, 2002.

50. De Jong, F.B.P., Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks, PhD Thesis, TU Delft, 2006.

51. De Jong, F.B.P., Boersma, P.D., Lifetime calculations for orthotropic steel bridge decks: http://www.ferroplan.com.

52. De Jong, F.B.P., Boersma, P.D., « Maintenance philosophy and systematic lifetime assessment for decks suffering from fatigue », *Orthotropic Bridge Conference, Sacramento*, 2004.

53. De Jong, F.B.P., Kolstein, M.H., « Strengthening a bridge deck with performance concrete », *Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, 2004.

54. De Larrard, F., Moquette BHP : expérimentations de Saint Quentin 2006 – 2007, Autoroute A 26 SANEF, Rapport de synthèse, décembre 2007.

55. De Larrard, F., Chandler, J., Christensen, J., Hammoum, F., Henrichsen, A., Himerik, T., Sliwa, N., Tanesi, J., Thoegersen, F., Vorobieff, G., White, J., Youtcheff, J., « A cementitious long – life wearing course to reduce frequency of maintenance works on high – traffic roads , Transport Research Arena Europe, Ljubljana, 2008.

56. Delauzun, O., Rogat, D., Boutillon, L., Linger L., Clergue C., « Construction of the PS34 UHPFRC brigde », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*, ISTE-Wiley, pp.137-147, 2011.

57. Deylami, A., Etude du comportement statique en régime élastique d'une dalle orthotrope sur quatre appuis, Thèse de Doctorat, Université de Paris VI, janvier 1974.

58. Di Benedetto, H., Corté, J-F., Matériaux routiers bitumineux 1 : description et propriétés des constituants, ouvrage scientifique, Ecole Nationale des Travaux Public de l'Etat, 2005.

59. Di Benedetto, H., Corté, J-F., Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges, ouvrage scientifique, Ecole Nationale des Travaux Public de l'Etat, 2005.

60. Dieng, L., Gomes, F., Siegert, D., Tessier, C., Toutlemonde, F., Modèle plaque de la dalle orthotrope, Rapport du projet Orthoplus, thème 2 – tâche 2a, janvier 2009.

61. Dieng, L., Remy, C., Mohammadkhani-Shali, S., Ezran, S., Tessier, C., « New numerical approach for assessing the fatigue resistance of the orthotropic steel bridge decks », *Eurosteel 2011, 6th European Conference on Steel and Composite Structures*,volume C, pp. 2049-2054, Budapest, Hungary, 2011.

62. Dieng, L., Tessier, C., Philippot, B., Luangkhot, E., Toutlemonde, F., Simulation numérique du complexe "platelage + revêtement" : Passage d'un modèle multi-plaques à un modèle plaque homogène, Rapport du projet Orthoplus, thème 2 – tâche 2d, décembre 2010.

63. Downing, S.D., Socie, D.F., « Simple rainflow counting algorithms », *International Journal of Fatigue* (1982), Butterworth & Co Publishers Ltd, pp.31-40, janvier 1982.

64. Dufan, L., Novarin, M., Servant, C., Thibaux, T., « Le 6eme pont sur la Seine à Rouen », *Revue Travaux - Ponts*, n° 827, février 2006.

65. Durand, C., Jullien, A., Demare, D., 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).

66. Dutalloir, F., Thibaux, T., Cadoret, G., Birelli, G., « B.S.I.: A new, very high performance concrete, Initial industrial application », *The French Technology of Concrete, Thirteenth FIP Congress*, Amsterdam, 1998.

67. Eymard, R., Jacob, B., « Un nouveau logiciel : le programme Castor pour le calcul des actions et sollicitations du trafic dans les ouvrages routiers », *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n°164, pp.64-78, 1989.

68. FD P01-015, Qualité environnementale des produits de construction – Fascicule des données énergie et transport, AFNOR, février 2006.

69. Foundoukos N., Xie M., Chapman J.C., « Fatigue tests on steel-concrete-steel sandwich components and beams », *Journal of Construction Steel Research 63* (2007), doi:10.1016/j.jcsr.2006.08.13.

70. Fox, G., « Etude des détails de conception des ouvrages d'art », *Bulletin de liaison : Ponts Métalliques*, n° 2, pp.29-46, 1971.

71. Fox, G., « Le Pont de Kernours sur la rivière Le Bono », *Bulletin de liaison : Ponts Métalliques*, n° 1, pp.33-47, 1970.

72. Fox, G., « Le Pont de Bénodet sur la rivière Odet », *Bulletin de liaison : Ponts Métalliques*, n° 2, pp.57-67, 1971.

73. François, D., Pineau, A., Zaoui, A., Comportement Mécanique des Matériaux, Hermès, vol.2, 1993.

74. Freitas, S.T.d., Kolstein, H., Bijlaard, F., « Composite bonded systems for renovations of orthotropic steel bridge decks », *Composite Structures 92 (*2010), pp.853-862, doi:10.1016/j.compstruct.2009.09.016.

75. Frettlohr, B. *et al.*, « Tests on the flexural tensile strength of a UHPFRC subjected to cycling and reversed loading », *Actes du symposium HiperMat 2012*, Kassel, 7-9 mars 2012.

76. Gagnon, A., Chataigner, S., Aubagnac, C., « Bibliographie sur les méthodes de parachèvement et de renforcement par collage de matériaux composites », Rapport de l'opération de recherche MADMECA, 11 N073, IFSTTAR, janvier 2008.

77. Girard, M., Pouget, S., Hajar, Z., Héritier, B., Olard, F., Servant, C., Thibaux, T., Di Benedetto, H., Sauzeat, C., Essais de flexion 5 points : choix de la connexion acier/BFUP, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3b, juin 2009.

78. Gomes, F., Marchand, M., Siegert, D., Toutlemonde, F., Comportement statique et en fatigue d'une dalle orthotrope d'épaisseur 10 mm revêtue de BFUP, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3c, juin 2011.

79. Gomes, F., Siegert, D., Marchand, M., Toutlemonde, F., Comportement statique et en fatigue d'une dalle orthotrope revêtue de Béton Bitumineux, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3c, mars 2011.

80. Gomes, F., Siegert, D., Renaud, J-C., Estivin, M., Massotte, C., Toutlemonde, F., « Influence d'un revêtement en BFUP sur le fonctionnement en fatigue d'une dalle orthotrope : approche expérimentale », *28èmes Rencontres Universitaires du Génie Civil*, La Bourboule, 2-4 juin 2010.

81. Gomes, F., Marchand, P., Renaud, J-C., Massotte, C., Estivin, M., Billo, J., Bazin, C., Lapeyrere, R., Lauvin, L. Barin, F-X., Siegert, D., Toutlemonde, F., « 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.

82. Gomes, F., Siegert, D., Marchand, M., Toutlemonde, F., Comportement statique d'une dalle orthotrope non revêtue, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3c, décembre 2009.

83. Graybeal, B.A., Baby, F., Marchand, P., Toutlemonde, F., « Direct flexural tension test method for determination of the tensile stress-strain response of UHPRC », *Actes du symposium HiperMat 2012*, Kassel, 7-9 mars 2012.

84. Greiner, R., Ofner, R., Kernbichler, K., Unterweger, H., « Bridge rehabilitation with a specific composite deck construction », *IABSE Symposium*, Rio de Janeiro, august 25 -27, 1999.

85. Grimaux, J-P., Hiernaux, R., « Utilisation de l'orniéreur type LCPC », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 5, pp. 65-172, 1977.

86. Grünberg, J., Ertel C., « A triaxial fatigue failure model for Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) », *Actes du symposium HiperMat 2012*, Kassel, 7-9 mars 2012.

87. Grünewald, S., Weyns, R., Dekkers, J., « Experience with prefabricated UHPFRC in the Netherlands », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*, ISTE-Wiley, pp.377-389, 2011.

88. Guo, T., Li, A., Wang, H., « Influence of ambient temperature on the fatigue damage of welded bridge decks », *International Journal of Fatigue* (2007), pp.1092-1102, doi:10.1016/j.ijfatigue.2007.08.004.

89. 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.

90. Héritier, B., Olard, F., Loup, F., Krafft, S., « Design of a specific bituminous surfacing for the world's highest orthotropic steel deck bridge », *Journal of the transportation research record*, 2005.

91. Héritier, B., Olard, F., Saubot, M., Kraff, S., « Orthochape: outstanding technical solution for the Millau Viaduc surfacing », *European road review*, n°5, 2004.

92. Héritier, B., Vaniscote, J-C., « Le revêtement de chaussée du viaduc de Millau : Conception et réalisation », *Bulletin ponts métalliques*, nº 23, pp.124-132, 2004.

93. Hobbacher, A., Recommendation for fatigue design of welded joints and components, IIW document XIII-1965-03/XV-1127-03, avril 2006, International Institute of Welding (IIS).

94. Huang H., Chajes M.J., Mertz D.R., Shenton H.W., Kaliakin V.N., "Behavior of open steel grid decks for bridges", *Journal of Constructional Steel Research 58*, pp. 819-842, 2002.

95. Imberty, F., « Effets thermiques lors de la pose de revêtements sur dalles orthotropes », *Bulletin ouvrages d'art*, n° 54, mars 2007.

96. Jones, D.R.H., « Fatigue failures of welded conveyor drums », *Engineering Failure Analysis*, vol. 2, n°1, pp. 59-69, 1995.

97. Jungwirth, J., Zum tragverhalten von zugbeanspruchten bauteilen aus ultra-hochleistungs-faserbeton, PhD Thesis, Lausanne, EPFL, 2006.

98. Kamen, A., Comportement au jeune âge et différé d'un BFUP écrouissant sous les effets thermomécaniques, Rapport de thèse, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 2007.

99. Kaptijn, N., Blom, J., « A new bridge deck for the Kaag bridges: The first CRC (Compact Reinforced Composite) application in civil infrastructure », *Science and Engineering of Composite Materials*, vol. 10, Issue 6, pp. 397-402, may 2011.

100. Kim, Y-J., Shim, D-J., Choi, J-B., « Elastic-plastic analyses for surface cracked plates under combined bending and tension», *Journal of strain analysis*, vol. 37 – n°1, 2002.

101. Kirstetter, M., Corfdir, P., Eichwald, H., Pont de la RD 201 sur le Canal de Huningue à Illzach, Rapport d'inspection détaillée du 29 juillet et du 7 août 2009, CETE de l'Est, septembre 2009.

102. Kiss K., Dunai L., « Fracture mechanics based fatigue analysis of steel bridge decks by two-level cracked models », *Computers and Structure 80* (2002), PII: S0045-7949(02)00254-7.

103. Kolstein, M.H., Fatigue classification of welded joints in orthotropic steel bridge decks, PhD Thesis, TU Delft, 2007.

104. Kolstein, M.H., Leendertz, J.S., Fatigue Design of European Steel Bridge Decks, CECA 7210/SA/610, technical report N°5, TU Delft, 1993.

105. Kolstein, H., Sliedrecht, H., « Reduction of traffic induced stresses using reinforced high strength concrete », *International Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, 25-29 août 2008.

106. Kretz, T. *et al.*, Guide de Conception et de Justification : Ponts Métalliques et Mixtes, Résistance à la Fatigue, SETRA, mai 1996.

107. Labbens, R., Introduction à la Mécanique de la Rupture, Editions Pluralis, pp.57-95, 1980.

108. Lau, M.Y., Rapport de Recherche N°56 – Dalles Orthotropes, Ministère de l'équipement, LCPC, août 1976.

109. Leendertz, H., De Boer, A., « Interaction of traffic loads and bridge details susceptible to fatigue », *International Conference on Heavy Vehicles*, Paris, 19-22 mai 2008.

110. Leendertz, J.S., Fatigue behaviour of closed stiffener to crossbeam connections in orthotropic steel bridge decks, PhD Thesis, TU Delft, 2008.

111. Le Quéré, C., « Projet Orthoplus : ingénierie avancée des dalles orthotropes et de leur revêtement », *Revue Travaux – Recherche et Innovation*, n° 843, juillet/août 2007.

112. Le Quéré, C., Luangkhot, E., Berthellememy, J., Tessier, C., Schaeffer, R., Servant, C., « Retour d'expérience sur ouvrage réels », Rapport du projet Orthoplus, thème 1 – tâche 1c, octobre 2009.

113. Lieurade, H-P., Application de la Mécanique de la Rupture à la Fatigue des Structures Soudées, *Technique Générale de la Construction*, n°478, 1989.

114. Lieurade, H-P., Huther, I., « Introduction aux méthodes de dimensionnement à la fatigue des composants soudés », *Mec. Ind.* (2000), pp.465-475, S1296-2139(00)1054-X/FLA.

115. Lohaus, L., Elsmeier, K., « Fatigue behavior of plain and fibre reinforced Ultra-High Performance Concrete », *Actes du symposium HiperMat 2012*, Kassel, 7-9 mars 2012.

116. Lui, X., Medani, T.O., Scarpas, A., Huurman, M., Molenaar, A.A.A., « Experimental and numerical characterization of a membrane material for orthotropic steel deck bridges: Part 2 », *Finite Elements in Analysis and Design 44* (2008), doi:10.1016/j.finel.2008.01.012.

117. Lucas, J-M., Virlogeux M., Louis C., « Temperature in the box girder of the Normandy Bridge », *Structural Engineering International*, n°3, pp.156-165, 2005.

118. Lukic, M., « Cumul d'endommagement de fatigue d'un détail constructif suivant la NF EN 1993-1-9 », *Revue Construction Métalliques*, n°1, pp.59-69, 2008.

119. Lukic, M., Gomes, F.F.M., Siegert, D., Baleh, R., Comportement à la fatigue des soudures des dalles orthotropes, Etat de l'art, Rapport du projet Orthoplus, thème 1 – tâche 1a et 1b, septembre 2007.

120. 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.

121. Marchand, M., Gomes, F.F.M., Siegert, D., Toutlemonde, F., Comportement statique et en fatigue d'une dalle orthotrope d'épaisseur 12 mm revêtue de BFUP, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3c, juin 2011.

122. Marchand, P., Gomes, F., Dieng, L., Baby, F., Renaud, J-C., Massotte, C., Estivin, M., Billo, J., Bazin, C., Lapeyrere, R., Siegert, D., Toutlemonde, F., « Behaviour of an orthotropic bridge deck with a UHPFRC topping layer », *Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, 05-07 mars 2012.

123. Martin, J.P., Buonomo, M., Servant, C., « La construction des appuis et le lançage du tablier du viaduc de Millau », *Revue Travaux - Ponts*, n° 803, décembre 2003.

124. McFayden, N., Brady, R., Firth, I., « Resurfacing of orthotropic bridge decks in the UK – Practical and design considérations », *Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, 25-27 august, 2004.

125. Medani, T.O., Design principles of surfacings on orthotropic steel bridge decks, PhD Thesis, TU Delft, 2006.

126. Medani, T.O., Liu, X., Huurman, M., Scarpas, A., Molenaar, A.A.A., « Experimental and numerical characterization of a membrane material for orthotropic steel deck bridges: Part 1 », *Finite Elements in Analysis and Design 44* (2008), doi:10.1016/j.finel.2008.01.013.

127. Méhue, P., « Les platelages métalliques en dalle orthotrope », *Bulletin Ponts Métalliques*, n° 21, pp.184-202, 2002.

128. Méhue, P., « Platelage métalliques et revêtement de chaussées », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 111, janvier – février 1981.

129. Monod, B., De Meyrignac, A., Aluni-Pierelli, F., Champenois, A., Salé, R.G., « Deux restaurations d'ouvrages de montagne par l'utilisation de BSI®-CERACEM », *Revue Travaux*, n°813, novembre 2004.

130. Mouquet, D., Bernier, G., Behloul, M., « Etude du comportement à la fatigue du BPR fibre », *Fibre-Reinforced Concretes (FRC), BEFIB' 2000, Fifth International RILEM Symposium*, Proceedings PRO 15, pp. 769-779, 2000.

131. Murakoshi, J., Yanadori, N., Ui, T., Inokuchi, S., Ishigaki, T., Kodama, T., Oguri, N., « Research of steel reinforced concrete pavement on orthotropic steel deck », *International Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, 25-29 août 2008.

132. Newman, J.C., Raju, I.S., Stress-intensity factor equations for cracks in three-dimensional finite bodies subjected to tension and bending loads, Chapter 9 – Computational Methods in the Mechanics of Fracture, edited by S.N. Atluri, Elsevier Science Publishers B.V., U.S, 1986.

133. NF EN 1337-3, Appareils d'appui structuraux - Partie 3 : Appareils d'appui en élastomère, 2005.

134. NF EN 1991-2, Eurocode 1, Actions sur les structures, Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic, 2004.

135. NF EN 1993-1-9, Eurocode 3, Calcul des structures en acier, Partie 1-9 : Fatigue, 2005.

136. NF EN 1993-2, Eurocode 3, Calcul des structures en acier, Partie 2 : Ponts métalliques, 2005.

137. NF EN ISO 14040, Management environnemental, Analyse de cycle de vie : principe et cadre, octobre 2006.

138. NF EN ISO 14044, Management environnemental, Analyse de cycle de vie : exigences et lignes directrices, octobre 2006.

139. NF P 01-010, Déclaration environnementale et sanitaire des produits de construction, décembre 2004.

140. Niemi, E., Structural stress approach to fatigue analysis of welded components, Designer's guide; IIW/IIS Doc. XIII-1819-00 / XV-1090-01 / XIII-WG3-06-99; 2002.

141. Nilsson, L.G., « Concrete Bridges: Repairs to major European highway bridge », *Concrete Engineering International*, pp.11-12, 2007.

142. Olard, F., Héritier, B., Loup, F., Kraff, S., « New French standard test method for the design of surfacing on steel deck bridges: case study of the Millau Viaduct », *Road materials and pavement design*, volume 6, 2005.

143. Olard F., Pouget S., Servant C., Héritier B., Hajar Z., Comportement de la dalle interagissant avec son revêtement, Rapport du projet Orthoplus, thème 2 – tâche 2c, février 2011.

144. Parant, E., Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibre multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, décembre 2003.

145. Perruchet, C., Priel, M., Estimer l'incertitude: Mesure – Essai, Afnor, 2000.

146. Pfeil, M.S., Battista, R.C., Mergulhão, A.J.R., « Stress concentration in steel bridge orthotropic decks », *Journal of Construction Steel Research 61* (2005), pp.1172-1184, doi:10.1016/j.jcsr.2005.02.006.

147. Pimenta, P., Mindeguia, J-C., Simon, A., Behloul, M., « Behaviour of UHPFRC at high temperatures », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*,ISTE-Wiley, pp.579-599, 2011.

148. Plu, B., Catteau, B., Kirch, A., « Viaduc de Millau : Maîtrise de la qualité de la structure métallique », *Bulletin ponts métalliques*, nº 23, pp. 98-111, 2004.

149. Pouget, S., Influence des propriétés élastiques ou viscoélastiques des revêtements sur le comportement des ponts à dalle orthotrope, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, mars 2011.

150. Pouget, S., Héritier, B., Servant, C., Hajar, Z., Olard, F., Di Benedetto, H., Sauzeat, C., Comportement de la dalle interagissant avec son revêtement, Rapport du projet Orthoplus, thème 2 – tâche 2b, novembre 2009.

151. Pouget, S., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Olard, F., « 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.

152. Pouget, S., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Olard, F., « Numerical simulation of the five-point bending test designed to study bituminous wearing courses on orthotropic steel bridge », *Materials and Structures* 43 (2010), n°3, pp. 319-330.

153. Pouget, S., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Olard, F., « Modeling of viscous bituminous wearing course materials on orthotropic steel deck », *Materials and Structures*, 2012. (accepted).

154. Rao Sudarsana, H., Ramana, N.V., Gnaneswear, K., « Behaviour of restrained sifcon two ways slabs. Part 2: punching shear », *Asian journal of civil engineering (Building and Housing)*, vol.10, n°4, pp.481-494, 2009.

155. Resplendino, J., « Introduction : What is a UHPFRC ? », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*,ISTE-Wiley, pp.3-13, 2011.

156. Richard P., Cheyrezy M., Les bétons de poudres réactives, Annales de l'ITBTP, n°532, série Béton 320, pp. 85-102, mars-avril 1995.

157. Righiniotis, T.D., « Effects of increasing traffic loads on the fatigue reliability of a typical welded bridge detail », *International Journal of Fatigue 28* (2006), doi:10.1016/j.ijfatigue.2005.10.005.

158. Rocher, C., Essai Push-out, Rapport du projet Orthoplus, thème 3 – tâche 3a, août 2010.

159. Roussel, N., Geiker, M.R., Dufour, F., Thrane, L.N., Szabo, P., « Computational modelling of concrete flow: General overview », *Cement and Concrete Research 37* (2007), doi:10.1016/j.cemconres.2007.06.007.

160. Sajna, A., Denarié, E., Bras, V., « Assessment of a UHPFRC based bridge rehabilitation in Slovenia, two years after application », *Actes du symposium HiperMat 2012*, Kassel, 7-9 mars 2012.

161. Saxena, S., Ramachandra Murty, D.S., « Master curve approach for through – thickness crack length in plates with central surface notch », *IE (I) Jounal – CV*, vol. 85, may 2004.

162. Schitt, S., Investigation sur la pénétration des soudures longitudinales auget/platelage – Eprouvette N°3, Rapport Eiffel, Projet Orthoplus, juillet 2008

163. Schluck, Ciolina & Cazet, Le viaduc d'Autreville, *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, n° 307-308, juillet – août 1973.

164. Schmidt, C., Geisenhanslüke, C., Riedl, S., Schmidt M., « Strengthening and rehabilitation of pavements applying thin layers of reinforced ultra-high-performance concrete (UHPC – white topping) », *Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, 05-07 mars 2008.

165. Sedlacek, G., Feldmann, M., Kühn, B., Tschickardt, D., Höhler, S., Müller, C., Hensen, W., Stranghöner, N., Dahi W., Langenberg, P., Münstermann, S., Brozetti, J., Raoul, J., Pope, R., Bijlaard, F., Commentary and worked examples to EN 1993-1-10: Material toughness and through thickness properties and other toughness oriented rules in EN 1993, JRC Scientific and Technical Reports, first edition, september 2008.

166. Sedran, T., Durand, C., de Larrard, F., « An example of UHPFRC recyling », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*,ISTE-Wiley, pp. 667-679, 2011.

167. Servant, C., Buonomo, M., Virlogeux, M., Cremer, J-M., de Ville de Goyet, V., Del Forno, J-Y., « Le Viaduc de Millau : Description du projet et construction de l'ouvrage », *Bulletin ponts métalliques*, nº 23, OTUA, 2004.

168. Shann, S.V., Harris, D.K., Carbonell, M.A., Ahlborn, T.M., « Application of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) as a thin-topped overlay for concrete bridges decks ». *Actes du symposium HiperMat 2012*, Kassel, 7-9 mars 2012.

169. Sih, G.C., Methods of analyses and solutions of crack problems: a collection of solutions on stress – intensity factors and strain – energy – density factors, vol. 1 Mechanics of fracture, Noordhoff International Publishing Leyden, Bethlehem, 1973.

170. Simon, A., « New AFGC Recommendations on UHPFRC : Chapter 1 – Mechanical characteristics and behavior of UHPFRC », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*,ISTE-Wiley, pp. 725-741, 2011.

171. Stengel, T., Schiessl, P., Sustainable construction with UHPC – from Life Cycle Inventory Data Collection to Environmental Impact Assessment, Kassel, 2008.

172. Susmel, L., « Estimating fatigue lifetime of steel weldments locally damaged by variable amplitude multiaxial stress fields », *International Journal of Fatigue 32* (2010), doi :10.1016/j.ijfatigue.2009.12.004.

173. Susmel, L., « Modified Wöhler curve method, theory of critical distances and Eurocode 3: A novel engineering procedure to predict the lifetime of steel welded joints subjected to both uniaxial and multiaxial fatigue loading », *International Journal of Fatigue 30* (2008), doi:10.1016/j.ijfatigue.2007.06.005.

174. Tanaka, Y., Maekawa, K., Kameyama, Y., « The innovation and application of UHPFRC brigdes in Japan », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*, ISTE-Wiley, pp. 149-187, 2011.

175. Taylor, D., Barrett, N., Lucano, G., Some new methods for predicting fatigue in welded joints, *International Journal of Fatigue* (2002), PII: S0142-1123(01)00174-8.

176. Tek, T.I., Etude de la Dalle Orthotrope – Méthode des Poutres Croisées, fascicule 2, LCPC, février 1974.

177. Thibaux, T., « UHPFRC Development: The Experience of BSI® Applications », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*,ISTE-Wiley, pp. 63-76, 2011.

178. Thibaux, T., « Using UHPFRC for structural reinforcement of buildings and civil works », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development*, ISTE-Wiley, pp. 553-563, 2011.

179. Thonnard, J., Janss, J., Comportement en fatigue des dalles orthotropes avec raidisseurs trapézoïdaux, Rapport de recherche MT161 : CRIF – WTCM, août 1985.

180. Timoshenko, S.P., Woinowsky-Krieger, S., Theory of Plates and Shells, McGraw Hill Book Company, 1959.

181. Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of Elastic Stability, McGraw Hill Book Company, 1961.

182. Touran, A., Okereke, A., « Perfomance of Orthotropic Bridge Decks », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 5, n°2, may 1991.

183. Toutlemonde, F., « Bétons à hautes et très hautes performances, bétons fibrés, BFUP : recherche des performances mécaniques », Béton et Architecture, Chapitre ACI de Paris, Centenaire de l'ACI, 6-7 décembre, 2004.

184. Toutlemonde, F., Expérimentation sur dalle nervurée en BFUP, Rapport technique du PN MIKTI, 68 p., novembre 2007.

185. Toutlemonde, F. *et al.*, « Fatigue performance of UHPFRC ribbed slab applied as a road bridge deck verified according to Eurocodes », *In.Proc.Consec'07,* Tours, France, 2007.

186. Toutlemonde, F., « UHPFRC : Implementation, mechanical behaviour and physical properties, design and potential protective applications », 1st Franco-American Symposium on Infrastructure Security, Troyes, November 2010.

187. Toutlemonde, F., Baby, F., Foure, B., Marchand, P., Sorelli, L, Ulm, F.J., « An Overview of Research Advances from 2002 Concerning UHPFRC, in View of Updating the AFGC Recommendations », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development,*ISTE-Wiley, pp. 639-663, 2011.

188. Toutlemonde, F., Bouteiller, V., Platret G., Carcasses, M., Lion, M., « Field demonstration of UHPFRC durability », *Concrete International*, pp. 39-45, Novembre 2010.

189. Toutlemonde, F., Carcasses, M., Lion, M., « Field experience of UHPFRC durability in an air cooling tower », *Designing and Building with UHPFRC – State of the Art and Development,* ISTE-Wiley, pp. 697-710, 2011.

190. Troitsky, M.S., Orthotropic bridges theory and design, The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, august 1967.

191. Tsakopoulos, P.A., Fisher, J.W., « Fatigue performance and design refinements of steel orthotropic deck panels based on full-scale laboratory tests », *Steel Structure 5* (2005), pp. 211-223.

192. Vade-Mecum – Guide de référence pour la gestion des matériels de pontage type viaduc métallique démontable, Rapport interne, CNPS, 2005.

193. Virlogeux, M., « Le projet du Pont de Normandie », *Bulletin ponts métalliques*, nº 12, pp. 157-178, 1988.

194. Virlogeux, M., « Le viaduc sur le Tarn à Millau : Conception de l'ouvrage », *Bulletin ponts métalliques*, nº 23, OTUA, pp. 16-44, 2004.

195. Virlogeux, M., Zublena, A., Gausset, B., Moussard, M., Ghilardi, J.P., Desbats, R., « Un pont levant pour le sixième franchissement de la Seine à Rouen », *Revue Travaux – Ponts*, n° 814, décembre 2004.

196. Walraven, J., « High performance concrete: a material with a large potential », *Journal of advanced concrete technology*, vol.7, n°2, pp. 145-156, june 2009.

197. Walter, R., Olesen, J.F., Stang, H.,Vejrum, T., « Analysis of an orthotropic deck stiffened with a cement – based overlay », *Journal of Bridge Engineering ASCE*, may/june 2007.

198. Weisbarth, J., DeAnthony, T., « Pennsylvania state route 147 bridge deck rehabilitation », *Concrete Repair Bulletin*, pp. 13-15, march/april 2011.

199. Wolchuk, R., « Lessons from weld cracks in orthotropic decks on three European bridges », *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, vol. 116, n° 1, janvier 1990.

200. Wolchuk, R., « Structural behaviour of surfacings on steel orthotropic decks and considerations for practical design », *Structural Engineering International*, vol. 2, pp. 124-129, 2002.

201. Wolchuk, R., Ostapenko, A., « Secondary stresses in closed orthotropic deck ribs at floor beams », *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, n°2, february 1992.

202. Xiao, Z-G., Yamada, K., Inoue, J., Yamaguchi, K., « Fatigue cracks in longitudinal ribs of steel orthotropic deck », *International Journal of Fatigue* (2005), doi:10.1016/j.ijfatigue.2005.07.017.

203. Xiao, Z-G., Yamada, K., Ya S., Zhao, X-L., « Stress analyses and fatigue evaluation of rib-to-deck joints in steel orthotropic decks », *International Journal of Fatigue* (2008), doi:10.1016/j.ijfatigue.2007.10.008.

204. Yanadori, N., Research on Improvement of Fatigue Durability of Orthotropic Steel Decks, LCPC-PWRI workshop, september 2007.

205. Ye, D., Shon, C-S., Mukhopadhyay, A.K., Zollinger, D.G., « New performance-based approach to ensure quality curing during construction », *Journal of Materials in Civil Engineering* (ASCE), pp. 687-695, july 2010.

206. Yuguang, Y., Uijl, J.d., Walraven, J., « Study on bending behaviour of an UHPC overlay on steel orthotropic deck », *Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, 05-07 mars 2008.

207. Zhi-Gang, X., Yamada, K., Inoue, J., Yamaguchi, K., « Fatigue cracks in longitudinal ribs of steel orthotropic deck », *International Journal of Fatigue*, vol. 28, pp. 409-416, 2006.

SITES INTERNET

208. http://www.cnps.developpement-durable.gouv.fr/le-vmd-viaduc-metallique-a66.html/

209. http://www.michelintransport.com/ple/front/affich.jsp?codeRubrique=51&lang=FR/

210. http://www-cast3m.cea.fr/

211. http://www.mscsoftware.com/Products/CAE-Tools/Marc.aspx/

212. http://www.worldsteel.org/

213. http://www.ecoinvent.ch/

214. http://www.atilh.fr/

215. http://www.citepa.org/

216. http://www.ipcc.ch/

217. http://cml.leiden.edu/research/industrialecology/researchprojects/finished/ei-dic.html/

218. http://www.manicore.com/

219. http://diogen.fr/

Annexes

Annexe 1 – Rigidités équivalentes des plaques orthotropes

Dans la section 1.2.1 de cette thèse, les rigidités équivalentes (D_x, D_y et H) du tablier à dalle orthotrope sont exprimées à partir des rigidités d'une plaque orthotrope [4]. Néanmoins, dans l'équation de la rigidité en torsion deux grandeurs n'ont pas été définies : μ (variable adimensionnelle), le coefficient de réduction qui dépend de la flexibilité de la tôle de platelage, et K (m^4), la propriété de la section qui caractérise la résistance à la torsion. Leurs expressions sont présentées dans la présente annexe d'après la référence [4].

$$K = \frac{4 \cdot A^2}{\left(\frac{u}{t_R}\right) + \left(\frac{a}{t_P}\right)} \tag{48}$$

Dans cette expression, « A » est la surface interne d'un auget fermé, « u » est le périmètre de l'auget fermé, « a » est la largeur de l'auget, « t_R » est l'épaisseur du raidisseur et « t_P » est l'épaisseur de la tôle de platelage (Figure A.1).

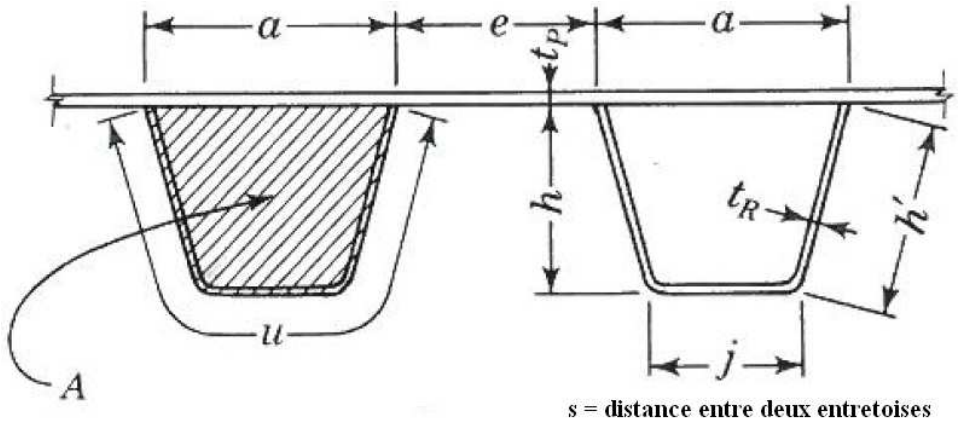


Figure A.1. *Dimensions des augets [4]*

La grandeur μ a une expression pour chaque type de raidisseur : trapézoïdal, trapézoïdal avec a = e, circulaire et circulaire avec les facettes latérales droites. Ici, on présentera uniquement l'équation pour les augets trapézoïdaux où les distances entre augets sont égales à la largeur du raidisseur (a = e). Les autres équations sont disponibles dans les références suivantes : [4] [190].

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{G \cdot K}{E \cdot I_{Platelagz}} \cdot \left(\frac{a}{48}\right) \cdot \left(\frac{\pi}{s_2}\right)^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{a-j}{a+j} + \lambda\right)^2 + \frac{\lambda^2}{\rho} \cdot \left(\frac{j}{a}\right)^3 + \frac{24}{\rho} \cdot \left(\frac{h'}{a}\right) \cdot \left(c_1{}^2 + c_1 \cdot c_2 + \frac{c_2{}^2}{3}\right)\right] \tag{49}$$

où

$$\lambda = \frac{(2\cdot a + j)\cdot(2\cdot a\cdot j\cdot h') - \rho\cdot a^3\cdot(a-j)}{(a+j)\cdot\left[2\cdot h'\left(a^2 + a\cdot j + j^2\right) + j^3 + \rho\cdot a^3\right]} \quad (50)$$

$$c_1 = \frac{\lambda}{2}\left(\frac{j}{a}\right) \quad (51)$$

$$c_2 = \frac{\lambda}{2}\left(\frac{a-j}{a}\right) - \frac{j}{a+j} \quad (52)$$

$E\cdot I_{Platelage} = \frac{E\cdot t_P^3}{12\cdot\left(1-\nu^2\right)}$, rigidité en flexion de la tôle de platelage (53)

$$\rho = \left(\frac{t_R}{t_P}\right)^3 \quad (54)$$

$s_2 = 0{,}81\cdot s$, portée participante de l'auget dans le calcul de la rigidité en torsion (55)

« E », « ν » et « G » correspondent respectivement au module d'Young, au coefficient de Poisson et au module élastique du cisaillement de l'acier. Les grandeurs géométriques des équations 48 à 54 sont représentées dans la Figure A.1.

D'autres équations pour calculer la rigidité équivalente en torsion (H) sont proposées par [108] et [180]. Leurs expressions sont présentées ci-après.

- M.Y. Lau [108] :

$$2\cdot H = E\cdot\left(\frac{I_{Platelage}}{s} + \frac{I_{Raidisseur}}{a+e}\right)\cdot\left(\nu + \frac{1}{1+\nu}\right) \quad (56)$$

- S.P. Timoshenko [180] :

$$H = D_1 + 2\cdot D_{xy} \quad (57)$$

Si $D_1 = 0 \Rightarrow H = 2\cdot D_{xy}$

$$D_{xy} = D_{xy}' + \frac{C}{2\cdot(a+e)} \quad (58)$$

où « D_{xy}' » est la rigidité en torsion de la plaque sans augets et « C » la rigidité en torsion de la poutre représentée dans la Figure A.2.

$$D_{xy}' = \frac{G \cdot t_P^3}{12} \tag{59}$$

$$C = G \cdot J \tag{60}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot \sum m_i \cdot t_i^{\,3} = \frac{2 \cdot t_1^{\,3} \cdot m_1 + t_2^{\,3} \cdot m_2}{3}, \text{ défini par [181]} \tag{61}$$

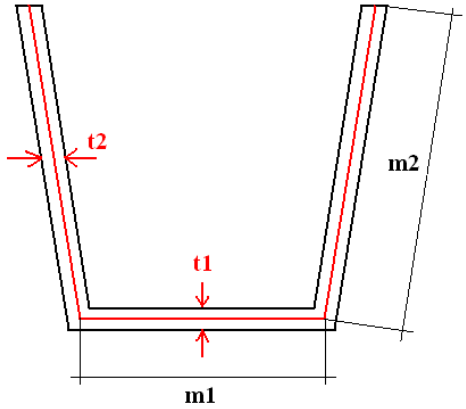


Figure A.2. *Auget représenté par une poutre ouverte*

Timoshenko [180] exprime la rigidité en flexion transversale d'une autre manière que celle présentée dans l'équation **5** de la section 1.2.1 :

$$D_x = \frac{E \cdot (a+e) \cdot t_P^{\,3}}{12 \cdot \left((a+e) - j + \alpha^3 \cdot j\right)} \tag{62}$$

$$\alpha = \frac{t_P}{h + t_P} \tag{63}$$

Annexe 2 – Vérification à la fatigue par les courbes S-N

Cette annexe résume les principes de la vérification à la fatigue explicités par exemple en [118] [135].
La détermination de la résistance à la fatigue d'un détail de structure donné repose à la base sur une identification expérimentale. Pour chaque classe, il existe une courbe S-N normalisée ou conventionnelle (Figure A.3) qui limite (avec une certaine marge de sécurité) le domaine de résistance en fatigue.
La courbe S-N est constituée d'une multitude de couples représentés dans un graphique bi-logarithmique : en ordonnée, l'étendue de contraintes correspondant à la résistance à la fatigue ($\Delta\sigma_R$), et en abscisse, le nombre de cycles correspondant (N_R).

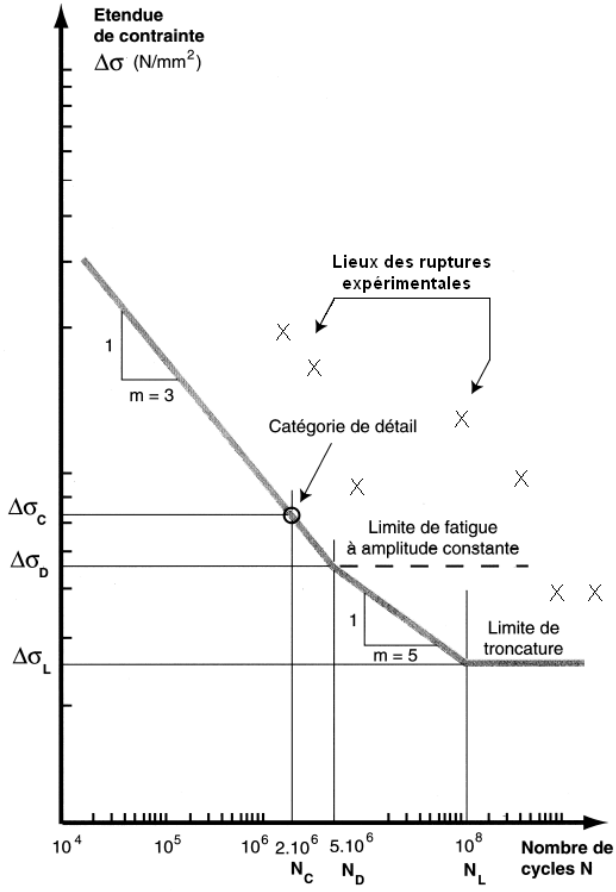


Figure A.3. *Courbe S-N selon l'EN 1993-1-9 [135] (identique à la Figure 1.36)*

Les relations qui lient ces deux éléments sont les suivantes :

$$N_R = 2 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_C^3}{\Delta\sigma_R^3} \right) \text{ pour } \Delta\sigma_D \le \Delta\sigma_R \tag{64}$$

$$N_R = 5 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_D^5}{\Delta\sigma_R^5} \right) \text{ pour } \Delta\sigma_L \le \Delta\sigma_R \le \Delta\sigma_D \tag{65}$$

$$N_R = \infty \text{ pour } \Delta\sigma_R \le \Delta\sigma_L \tag{66}$$

Le format de vérification à la fatigue pour une étendue de contrainte Δσ quelconque, associée à un nombre de cycles N, pour lequel la résistance à la fatigue correspondante est $\Delta\sigma_R$, est de la forme équivalente suivante :

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma}{\frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}}} \le 1{,}0 \tag{67}$$

Dans cette équation γ_{Ff} est le coefficient partiel pour les charges de fatigue et γ_{Mf} est le coefficient partiel pour la résistance à la fatigue.

Il est évident que le nombre de cycles n'apparaît nulle part. La raison en est que les deux valeurs, action Δσ et résistance $\Delta\sigma_R$ sont attachées au même nombre de cycles. On fait donc une vérification « verticale ». On peut cependant faire une vérification combinée complexe avec un ensemble de points (N_i, $\Delta\sigma_i$) en appliquant la règle de Palmgren-Miner souvent admise (voir section 1.3.5).

Une autre façon de faire cette vérification est de pondérer les étendues de contrainte non pondérées par les deux coefficients partiels ; l'équation 67 se présente alors sous la forme suivante :

$$\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma \le \Delta\sigma_R \tag{68}$$

Annexe 3 – Notions de mécanique de la rupture : calcul du facteur d'intensité de contrainte

Le facteur d'intensité de contrainte peut être obtenu analytiquement par l'équation de Newman et Raju [132]. La fissure sollicitée en traction et en flexion est modélisée comme étant semi elliptique de profondeur « a » et de largeur « 2c », au sein d'une plaque d'épaisseur « t » et largeur « w » comme le montre la Figure A.4 .

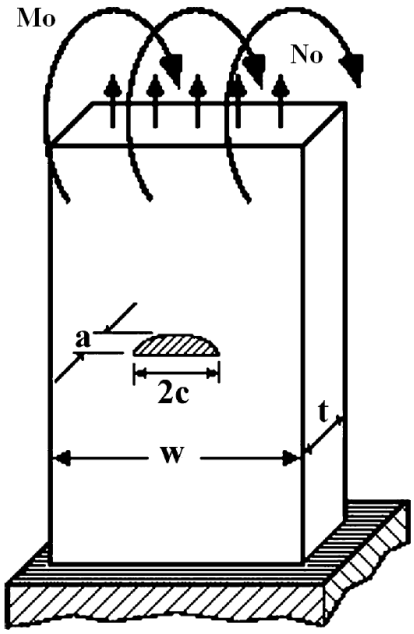


Figure A.4. *Surface d'une fissure semi elliptique [*102*]*

Pour simplifier le calcul, on peut considérer que les dalles orthotropes sont soumises principalement à des efforts de flexion au niveau de la tôle de platelage et de l'auget, on exclut donc de l'équation du facteur d'intensité de contrainte la partie qui caractérise la traction, et on obtient :

$$K = (H_S \cdot S_b) \cdot \left(\frac{\pi \cdot a}{Q} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot F_S \left(\frac{a}{c}, \frac{a}{t}, \frac{c}{w}, \phi \right) \tag{69}$$

Dans l'équation « H_S » est un facteur qui multiplie la contrainte de flexion et qui dépend de « ϕ » (angle qui donne l'emplacement le long de la surface semi-elliptique du front de fissure), « S_b » est la contrainte géométrique dans la région étudiée, « Q » est un facteur de forme de l'ellipse et « F_S » est une fonction de forme qui dépend de plusieurs paramètres.

L'équation 69 peut être appliquée uniquement dans les cas où : $0 \le \frac{a}{c} \le 2$, $\frac{c}{w} < 0{,}5$ et $0 \le \phi \le \pi$.

Le facteur de forme « Q » est défini par les deux équations ci-dessous :

$$Q = 1 + 1{,}464\left(\frac{a}{c}\right)^{1{,}65} \text{ pour } \frac{a}{c} \le 1{,}0 \tag{70}$$

$$Q = 1 + 1{,}464\left(\frac{c}{a}\right)^{1{,}65} \text{ pour } \frac{a}{c} > 1{,}0 \tag{71}$$

La fonction « F_S » est représentée par l'équation suivante :

$$F_S = \left[M_1 + M_2 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 + M_3 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^4 \right] \cdot g \cdot f_\phi \cdot f_w \tag{72}$$

Pour $\frac{a}{c} \le 1.0$, on utilise les expressions suivantes pour déterminer les différents paramètres de l'équation 72 :

$$M_1 = 1{,}13 - 0{,}09 \cdot \frac{a}{c} \tag{73}$$

$$M_2 = -0{,}54 - \frac{0{,}89}{0{,}2 + \frac{a}{c}} \tag{74}$$

$$M_3 = 0{,}5 - \frac{1}{0{,}65 + \frac{a}{c}} + 14 \cdot \left(1 - \frac{a}{c}\right)^{24} \tag{75}$$

$$g = 1 + \left[0{,}1 + 0{,}35 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \right] (1 - \sin\phi)^2 \tag{76}$$

$$f_\phi = \left[\left(\frac{a}{c}\right)^2 \cdot \cos^2\phi + \sin^2\phi \right]^{\frac{1}{4}} \tag{77}$$

$$f_w = \left[\sec\left(\frac{\pi \cdot c}{2 \cdot w} \cdot \sqrt{\frac{a}{t}} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \tag{78}$$

Le facteur de la contrainte de flexion est donné par l'expression ci-dessous :

$$H_S = H_1 + (H_2 - H_1) \cdot \sin^p \phi \tag{79}$$

Dans l'équation 79, « p », « H_1 » et « H_2 » sont :

$$p = 0{,}2 + \frac{a}{c} + 0{,}6 \cdot \frac{a}{t} \tag{80}$$

$$H_1 = 1 - 0{,}34 \cdot \frac{a}{t} - 0{,}11 \cdot \left(\frac{a}{c}\right) \cdot \left(\frac{a}{t}\right) \tag{81}$$

$$H_2 = 1 + G_{21} \cdot \left(\frac{a}{t}\right) + G_{22} \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \tag{82}$$

où $G_{21} = -1{,}22 - 0{,}12 \cdot \frac{a}{c}$ et $G_{22} = 0{,}55 - 1{,}05 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{0{,}75} + 0{,}47 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{1{,}5}$.

Lorsque $\frac{a}{c} > 1.0$, on utilise les expressions suivantes pour déterminer les différents paramètres de l'équation 72 :

$$M_1 = \left(\frac{a}{c}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(1 + 0{,}04 \frac{c}{a}\right) \tag{83}$$

$$M_2 = 0{,}2 - \left(\frac{c}{a}\right)^4 \tag{84}$$

$$M_3 = -0{,}11 \cdot \left(\frac{c}{a}\right)^4 \tag{85}$$

$$g = 1 + \left[0{,}1 + 0{,}35 \cdot \left(\frac{c}{a}\right)\left(\frac{a}{t}\right)^2\right] \cdot (1 - \sin\phi)^2 \tag{86}$$

$$f_\phi = \left[\left(\frac{c}{a}\right)^2 \cdot \sin^2\phi + \cos^2\phi\right]^{\frac{1}{4}} \tag{87}$$

$$f_w = \left[\sec\left(\frac{\pi \cdot c}{2 \cdot w} \cdot \sqrt{\frac{a}{t}} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \tag{88}$$

Le facteur de la contrainte de flexion est obtenu par l'équation 79, et les paramètres de cette équation sont définis par les expressions ci-après :

$$p = 0{,}2 + \frac{c}{a} + 0{,}6 \cdot \frac{a}{t} \tag{89}$$

$$H_1 = 1 + G_{11} \cdot \frac{a}{t} + G_{12} \cdot \left(\frac{a}{t} \right)^2 \tag{90}$$

$$H_2 = 1 + G_{21} \cdot \left(\frac{a}{t} \right) + G_{22} \cdot \left(\frac{a}{t} \right)^2 \tag{91}$$

où $G_{11} = -0{,}04 - 0{,}41 \cdot \frac{c}{a}$, $G_{12} = 0{,}55 - 1{,}93 \cdot \left(\frac{c}{a} \right)^{0{,}75} + 1{,}38 \cdot \left(\frac{c}{a} \right)^{1{,}5}$, $G_{21} = -2{,}11 + 0{,}77 \cdot \frac{c}{a}$ et $G_{22} = 0{,}55 - 0{,}72 \cdot \left(\frac{c}{a} \right)^{0{,}75} + 0{,}14 \cdot \left(\frac{c}{a} \right)^{1{,}5}$.

Les modèles aux éléments finis suffisamment détaillés autour de la zone où s'amorce la fissure constituent une solution alternative pour accéder aux facteurs d'intensité de contrainte. Les principes de cette modélisation ont été présentés dans la section 1.2.2 de ce mémoire. La Figure A.5 illustre le maillage du sous-modèle réalisé par [102] pour le détail de fatigue auget-tôle de platelage.

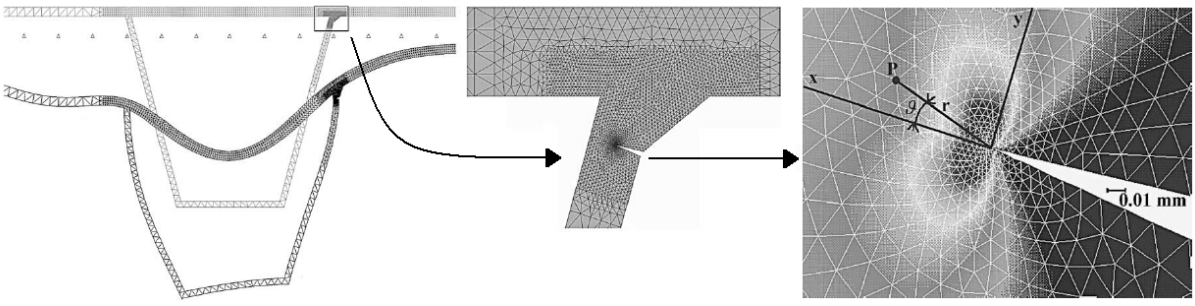


Figure A.5. *Représentation du sous-modèle en déformation plane ; zoom sur le champ de contrainte en pointe de fissure et définition des coordonnées polaires [102]*

A partir des différentes tailles des fissures, le facteur d'intensité de contrainte est calculé par l'équation 92 pour plusieurs points à proximité de l'extrémité de la fissure.

$$K_{app} = \frac{\sigma_y \cdot \sqrt{2 \cdot \pi \cdot r}}{\cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \left(1 + \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \theta}{2}\right)\right)} \quad (92)$$

Dans cette équation « σ_y » est la contrainte calculée sur le point *P* proche de la pointe de la fissure, et « r » et « θ » sont les coordonnées polaires du point *P*.

Les courbes obtenues par le calcul de « K_{app} » en fonction de la distance à la pointe de la fissure sont représentées sur la Figure A.6. Ces courbes sont extrapolées pour « r » qui tend vers zéro pour obtenir la valeur numérique de « K » pour une charge et une longueur de fissure connues.

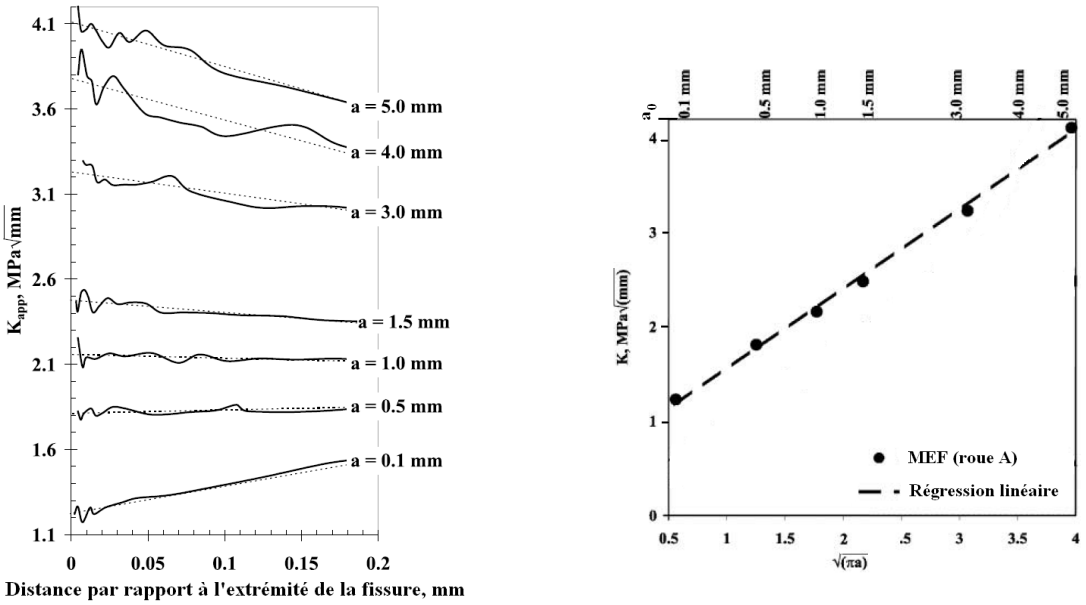
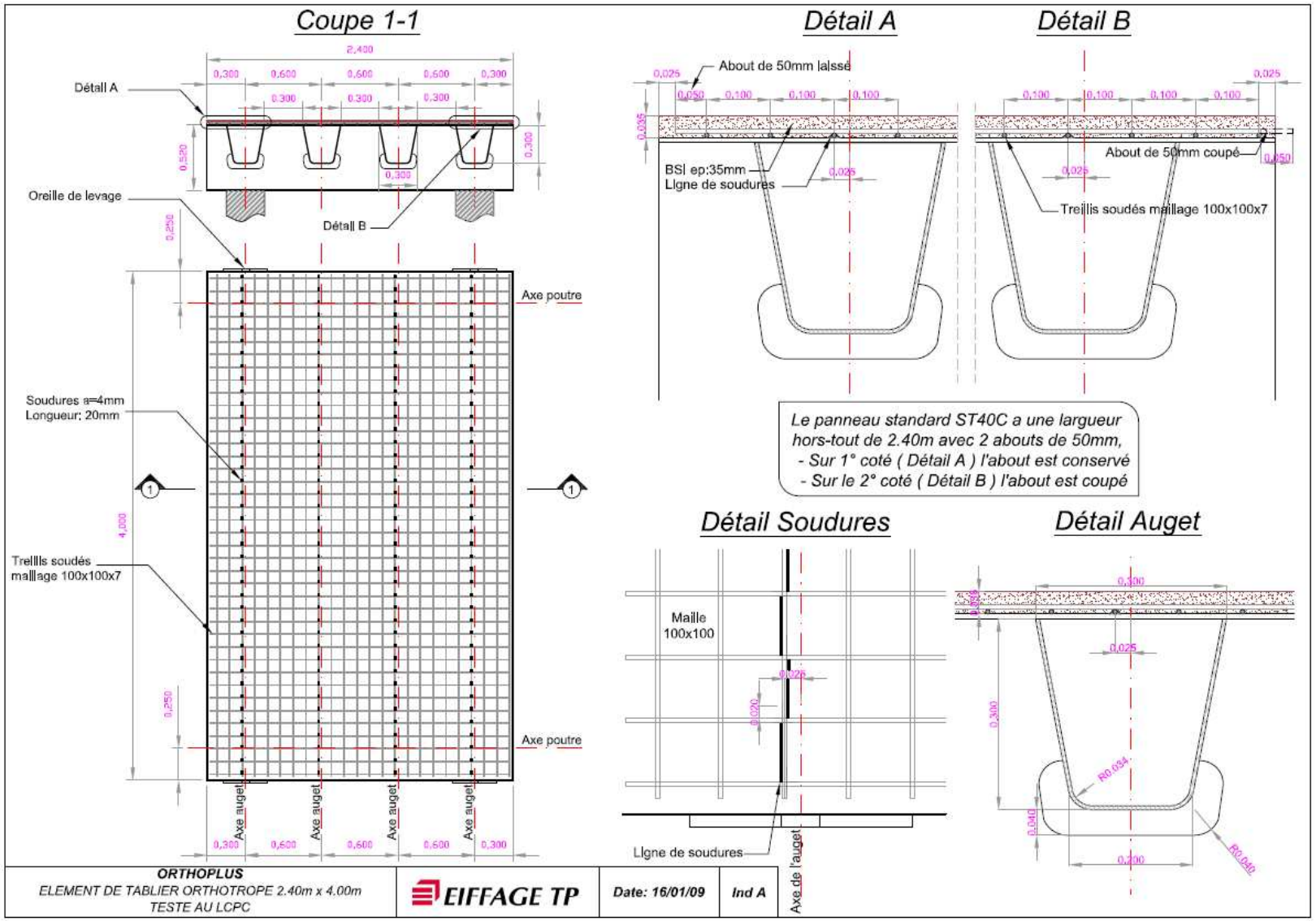
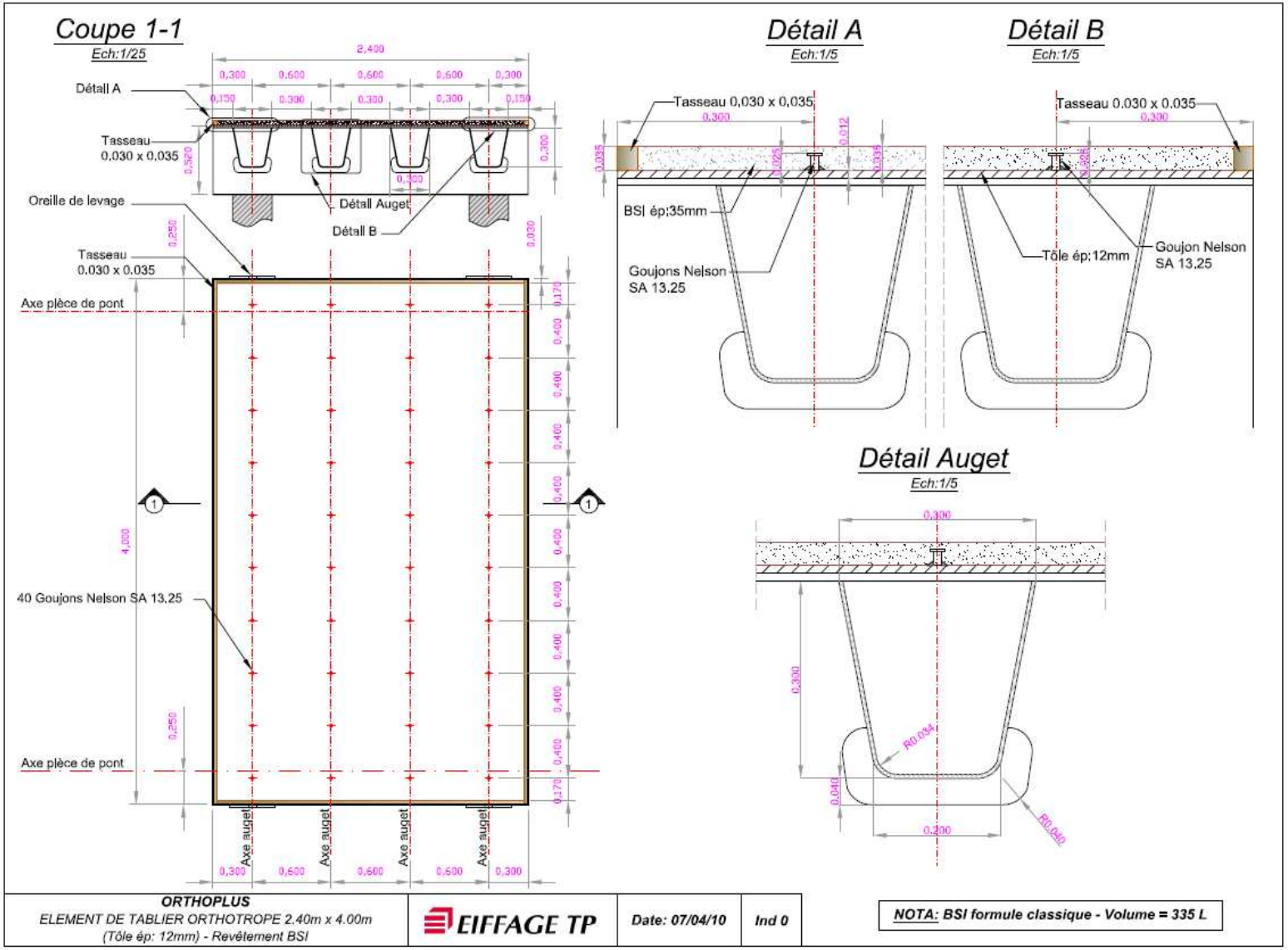


Figure A.6. Les v*aleurs apparentes de « K » et les valeurs numériques de « K » pour une charge type A de l'Eurocode 1(320 x 220) mm² [134] et différentes longueurs initiales de fissure (a_0) [102]*

Annexe 4 – Plan des corps d'épreuve revêtus

Le premier plan ci-dessous représente le corps d'épreuve tôle de 10 mm connecté aux 35 mm de BFUP par une maille de 100 mm x 100 mm de treillis soudé (barres de 7 mm de diamètre), soudé sur la tôle de platelage. Le deuxième plan illustre le corps d'épreuve avec la tôle de 12 mm revêtue également de BFUP, mais avec une connexion réalisée par goujons. Des goujons sont soudés sur la tôle de platelage, espacés de 600 mm dans le sens transversal et de 400 mm dans le sens longitudinal. Aucun plan n'a été fait pour le corps d'épreuve de 14 mm revêtu de béton bitumineux. On peut représenter ce corps d'épreuve en prenant le plan de la Figure 2.3 et en ajoutant la couche d'étanchéité de 3 mm et le revêtement Orthochape® de 80 mm.


Coupe 1-1
Détail A
Détail B
Détail A
Détail B
About de 50mm laissé
BSI ep:35mm
Llgne de soudures
About de 50mm coupé
Treillis soudés maillage 100x100x7
Oreille de levage
Axe poutre
Soudures a=4mm
Longueur: 20mm
Treillis soudés
maillage 100x100x7
Axe auget
Le panneau standard ST40C a une largeur
hors-tout de 2.40m avec 2 abouts de 50mm,
- Sur 1° coté (Détail A) l'about est conservé
- Sur le 2° coté (Détail B) l'about est coupé
Détail Soudures
Détail Auget
Maille
100x100
Llgne de soudures
Axe de l'auget
ORTHOPLUS
ELEMENT DE TABLIER ORTHOTROPE 2.40m x 4.00m
TESTE AU LCPC
EIFFAGE TP
Date: 16/01/09
Ind A


Coupe 1-1
Ech:1/25
Détail A
Ech:1/5
Détail B
Ech:1/5
Détail Auget
Ech:1/5
Tasseau 0,030 x 0,035
BSI ép;35mm
Goujons Nelson SA 13.25
Tôle ép;12mm
Goujon Nelson SA 13.25
Oreille de levage
Axe plèce de pont
40 Goujons Nelson SA 13.25
Axe auget
ORTHOPLUS
ELEMENT DE TABLIER ORTHOTROPE 2.40m x 4.00m
(Tôle ép: 12mm) - Revêtement BSI
EIFFAGE TP
Date: 07/04/10
Ind 0
NOTA: BSI formule classique - Volume = 335 L

Annexe 5 – Fiche technique de la résine utilisée pour l'injection des fissures

SR 8111
11/2003
Ed. N° 1

SRS – J 24 F-D

LIANT D'INJECTION EPOXY TRES FLUIDE POUR STRUCTURES POREUSES ET FISSUREES

DEFINITION ET PROPRIETE

- Liant pur époxydique, sans solvant, à deux composants.
  - Couleur : ambre.
- Classification AFNOR NFT 30.003 - 1 - Classe 6b.
- Grand pouvoir mouillant.
- Très fluide.
- Longue D.P.U.
- Souplesse résiduelle.
- Polymérisation complète obtenue après 4 à 5 jours (à + 20°C).

DOMAINE D'EMPLOI

- Injections d'étanchement et de liaison de structures poreuses ou fissurées.
- Ce liant est spécialement formulé pour les injections de fissures, à basse pression, selon le procédé RESIPOLY CHRYSOR et au moyen des des injecteurs plats.
- Ré-injection des gaines de précontrainte:
  - ce liant est particulièrement conseillé.
- Colmatage des reprises de bétonnage, notamment selon procédé E.D.F.
- Recollage de chapes.
- Traitement des remontées capillaires.
- Injections possibles par température supérieure à 30°C.
- Quand les conditions d'injection sont difficiles telles que:
  - fissures fines, faibles porosités.
- En revêtement: saturation de zones poreuses (joints de carrelage).

APPLICATION

- Le liant J 24 F-D peut être injecté dans des fissures humides.
- **Mise en œuvre :**
  Température d'application mini / maxi : + 10° C. / + 50° C.
- **Matériel :**
  - Pot d'injection (Procédé RESIPOLY CHRYSOR).
  - Injection possible par simple gravité.
- **Consommation :**
  Une fissure de 10 cm de profondeur et de 1 mm d'ouverture représente un volume théorique d'environ 100 g/ml.
  Pour une consommation pratique, multiplier la quantité par 2.
- **Conditionnements :** 1 kg / 5 kg
- **Stockage :** 1 an, en emballage d'origine, à l'abri.

DOCUMENTS A CONSULTER

- C.P.S. n° 101 : "Injections."
- Règles générales d'emploi des produits RESIPOLY CHRYSOR.

Service Commercial - 17 Rue de la Marine, Z.I. - 94290 Villeneuve Le Roi – France / Tél : 33.(0)1.49.61.61.71 - Fax : 33.(0)1.49.61.62.51

SR 8111
11/2002
Ed. N° 1

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES

- **CONSTITUANTS**

⇒ Rapport pondéral R/ D……68/ 32

- **MELANGE FRAIS**
(valeurs moyennes)

⇒ Extrait sec……100 %
⇒ Densité……1,00 ±0,02 g/cm3
⇒ Viscosité (Brookfield)……0,25 ± 0,05 poises
après 5 h……0,45 poises
après 8 h……0,90 poises
après 24 h……40 poises

⇒ D.P.U. (Durée pratique d'utilisation) sur 500 g……8 h

- **EPROUVETTES**
(valeurs moyennes)

⇒ Liant :

- Dureté (SHORE A) 7 jours……A 5
- Dureté (SHORE A) 28 jours à 23 °C……A 13
- Allongement (NFT 51.034) 28 jours à 23 °C……70 %
- Contrainte (NFT 51.034) 28 jours à 23 °C……0,17 MPa

- Toutes les mesures sont effectuées sur des produits amenés à 23°C
- 1 MPa = 9,81 bars.

ESSAIS OFFICIELS

Les renseignements, caractéristiques techniques et conseils d'utilisation ne sont fournis qu'à titre indicatif, et ne reviennent en aucun cas avoir valeur d'engagement contractuel. L'application et l'utilisation de nos produits échappent à notre contrôle et relèvent exclusivement de la responsabilité de l'applicateur. Ils sont exclusivement destinés à être utilisés dans le cadre d'un usage professionnel.
Entretien : Les meilleurs résultats seront obtenus en utilisant les produits de nettoyage et/ou le matériel adéquat dont la compatibilité avec le revêtement aura été vérifiée.

Annexe 6 – Caractérisation du BSI/CERACEM® : essais de flexion 4 points sur les petites dalles

Cette annexe décrit les essais qui permettent de disposer d'une caractérisation en flexion adaptée à la partie mince du corps d'épreuve qui représente le revêtement en BFUP.

1. Sciage des primes

Pour les planches de test sans treillis, trois prismes ont été récupérés selon les plans de sciage de la Figure A.7.

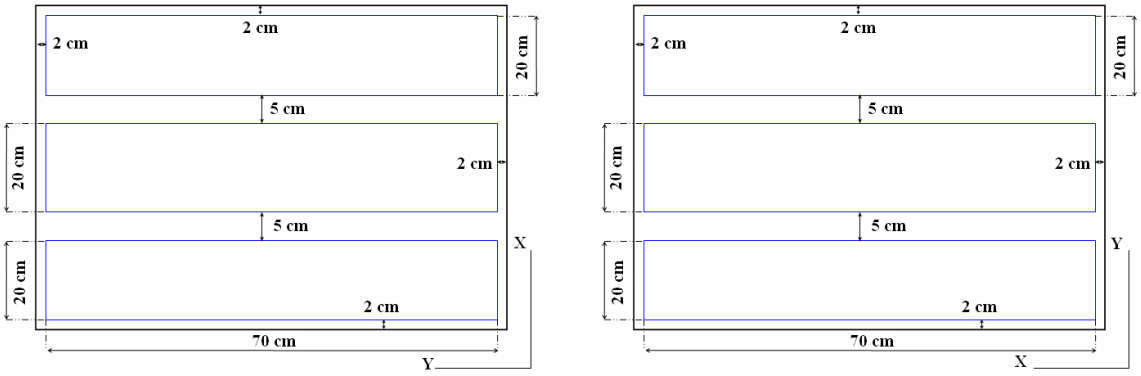


Figure A.7. *1 – Sciage planche 1 (sans treillis) selon l'axe Y ;*
2 – Sciage planche 2 (sans treillis) selon l'axe X

Pour les dalles avec treillis, les deux planches ont été sciées selon la même direction correspondant à l'axe transversal de la dalle orthotrope. Il a été décidé de privilégier cette direction (avec un traitement statistique complet) car elle correspond à l'axe majeur d'étude du comportement du corps d'épreuve testé au LCPC.

Par rapport aux Recommandations de l'AFGC sur les BFUP [3], certaines conditions n'ont pas été respectées ici :

- la largeur de 200 mm des corps d'épreuve est identique pour les deux configurations (avec et sans treillis), supérieure à la valeur de 8 x L_f dont la justification ne semble pas évidente. Cette largeur importante est censée limiter l'influence des effets de bord, qui règnent sur $\frac{L_f}{2}$ environ, soit 10 mm ; une largeur plus importante est sécuritaire ;
- la longueur des prismes (70 cm) est volontairement supérieure à la longueur prescrite par les recommandations (L_p = min [20 x épaisseur ; 60 cm]) permettant ainsi une portée totale de 60 cm et une portée d'effort tranchant de 20 cm égale à la plus grande dimension transversale des prismes.

Pour les dalles sans treillis, une seule plaque a été coulée par direction principale (axe X et Y) au lieu de deux comme indiqué dans les recommandations AFGC. Toutefois il n'a pas été possible d'identifier une correspondance avec le mode de bétonnage, celui-ci n'ayant pas été réalisé dans une direction privilégiée.

2. Dénomination et caractérisation des éprouvettes

Les plaques minces non armées (sans treillis) sont nommées de la façon suivante :

- ST-1-1 : 1ère dalle de la planche de test 1 (sans treillis)
- ST-1-2 : 2ème dalle comprenant le centre de la planche de test 1 (sans treillis)
- ST-1-3 : 3ème dalle de la planche de test 1 (sans treillis)
- ST-2-1 : 1ère dalle de la planche de test 2 (sans treillis)
- ST-2-2 : 2ème dalle comprenant le centre de la planche de test 2 (sans treillis)
- ST-2-3 : 3ème dalle de la planche de test 2 (sans treillis)

Les plaques minces armées (avec treillis) ont reçu les noms suivants :

- AT-1-1 : 1ère dalle de la planche de test 1 (avec treillis)
- AT-1-2 : 2ème dalle de la planche de test 1 (avec treillis)
- AT-1-3 : 3ème dalle de la planche de test 1 (avec treillis)
- AT-2-1 : 1ère dalle de la planche de test 2 (avec treillis)
- AT-2-2 : 2ème dalle de la planche de test 2 (avec treillis)
- AT-2-3 : 3ème dalle de la planche de test 2 (avec treillis)

Compte tenu du treillis mis en place dans le coffrage (6 barres de 7 mm de diamètre dans les deux sens) et du nombre de prismes sciés par planche de test, chaque dalle mince armée présente deux armatures longitudinales (avec un enrobage de 8 mm) et six armatures transversales affleurant en fibre inférieure. Pour les dalles AT-1-1 et AT-2-2, les filants sont disposés de manière relativement symétrique transversalement, à l'inverse des autres corps d'épreuve dont la position des armatures longitudinales présente un décalage vers un des deux bords latéraux (Figure A.8).

Figure A.8. *1 – Section transversale de la dalle AT-1-1 ; 2 – Section transversale de la dalle AT-2-1*

3. Configuration des essais et instrumentation des dalles minces

Les essais ont été menés en flexion 4 points conformément aux recommandations de l'AFGC [3] sur la caractérisation des dalles minces. La face coffrée correspond à la fibre tendue de l'essai, la surface talochée à la fibre comprimée. La portée est de 600 mm pour un entre-axe de 200 mm entre appuis supérieurs. Le débord de 50 mm dépasse la valeur de 30 mm recommandée. Les appuis sont constitués de rouleaux, dont deux sont articulés transversalement, permettant le rattrapage éventuel d'un léger gauchissement. L'asservissement de chaque essai porte sur le déplacement du vérin à une vitesse de chargement de 0,25 mm/min. Les dalles sont instrumentées par deux capteurs de déplacement LVDT permettant le suivi de la flèche à mi-portée à l'aide d'un extensomètre fixé sur l'éprouvette et n'intégrant pas de ce fait les tassements d'appuis (Figure A.9).

Figure A.9. *Extensomètre mis en place sur le corps d'épreuve pour mesurer la flèche*

4. Résultats des essais de flexion 4 points

Les essais ont eu lieu du 06/01/2010 au 08/01/2010 soit près d'un an après la fabrication des plaques (05/03/2009). On considère que les propriétés mécaniques sont alors stabilisées et représentatives de la couche mince de BSI/CERACEM® présente sur la dalle orthotrope [80], lors de son chargement (du 24/07/2009 au 18/11/2009), soit à 4-8 mois d'âge.

Pour les deux configurations étudiées (dalles minces avec et sans treillis), les données « échantillonnées » sont présentées, permettant une étude statistique à travers des courbes moyenne et caractéristique du type : « contrainte équivalente (MPa) – flèche (mm) ».

L'échantillonnage est réalisé à l'aide d'une interpolation linéaire avec un pas constant de 0,01 mm sur la mesure de la flèche. Le traitement statistique consiste à déterminer à chaque niveau de flèche la valeur moyenne de la contrainte équivalente (des six corps d'épreuve) ainsi que l'écart type. La courbe caractéristique « point par point » est alors obtenue en soustrayant à la valeur moyenne l'écart type correspondant affecté du coefficient de Student égal à 2,015 (correspondant au fractile 5%).

DALLE MINCE SANS TREILLIS

L'échantillonnage décrit ci-dessus a été réalisé afin d'obtenir la courbe moyenne ainsi que la courbe caractéristique point par point. Les résultats du traitement statistique sont présentés sur le graphique de la Figure A.10.

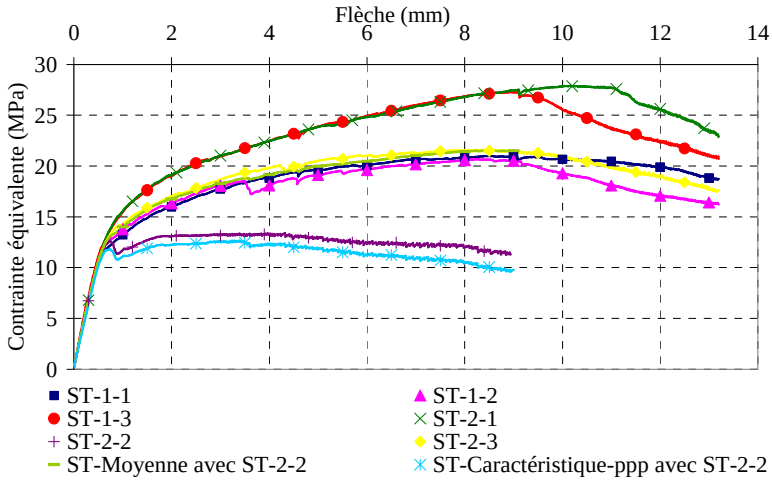


Figure A.10. *Diagramme « contrainte équivalente – flèche » (dalle mince non armées) après traitement statistique*

Le pic d'effort est franchi lorsque l'ouverture d'une fissure dépasse le domaine d'efficacité des fibres la pontant. Cela aboutit à la localisation de l'endommagement avec ouverture plus apparente d'une fissure conduisant à la ruine de l'éprouvette. Les fissures de ruine pour chaque dalle mince sont visibles sur les planches photographiques de la Figure A.11 à la Figure A.16 ci-après.

Figure A.11. *Fissure de ruine de la dalle mince ST-1-1*

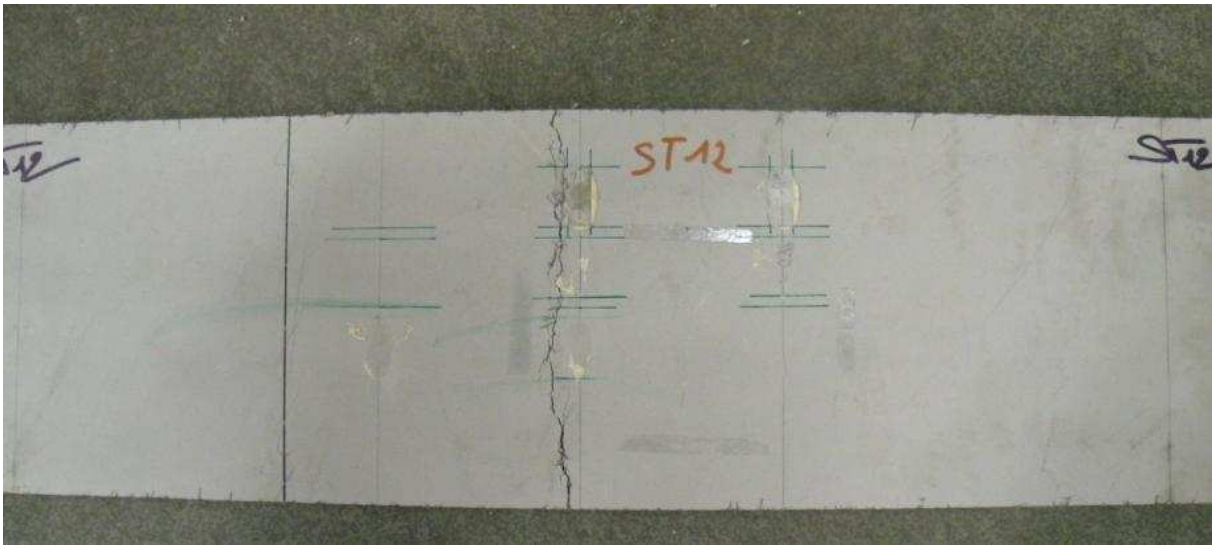


Figure A.12. *Fissure de ruine de la dalle mince ST-1-2*

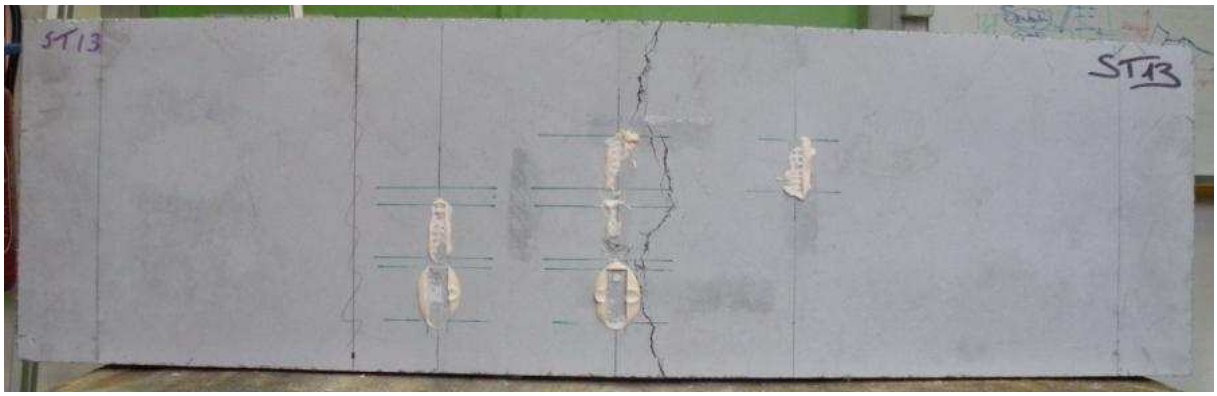


Figure A.13. *Fissure de ruine de la dalle mince ST-1-3*

Figure A.14. *Fissure de ruine de la dalle mince ST-2-1*

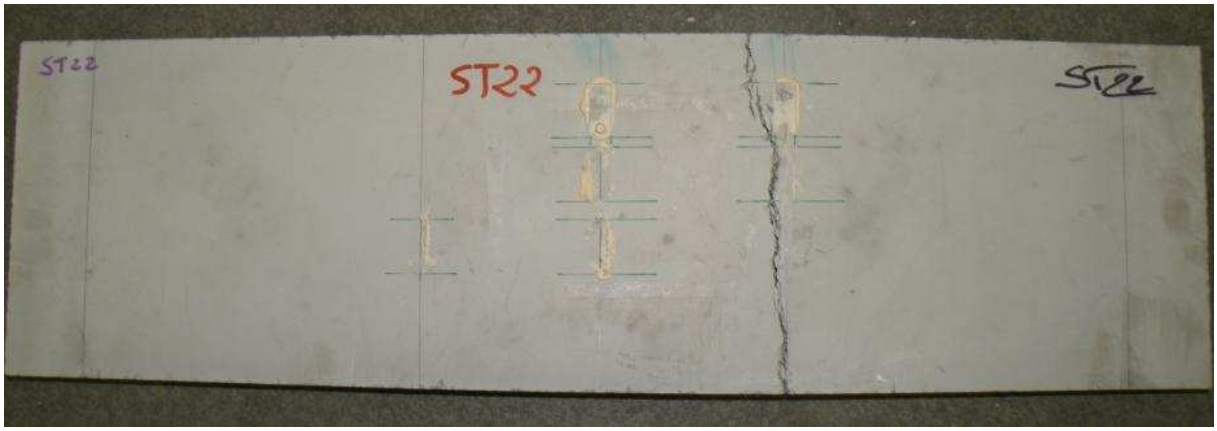


Figure A.15. *Fissure de ruine de la dalle mince ST-2-2*

Figure A.16. *Fissure de ruine de la dalle mince ST-2-3*

On note que pour les éprouvettes ST-2-2 et ST-2-3 la fissure finale se situe pratiquement à l'aplomb d'un des points de chargement, ce qui peut s'expliquer par une plus grande vulnérabilité à une interaction moment / effort tranchant ou par un effet local (diffusion d'effort tranchant).

L'exploitation des valeurs maximales des courbes est synthétisée dans le Tableau A.1 ci-après. Ce dernier met en évidence une dispersion relativement importante.
Il a cependant été vérifié que le point issu de la plaque ST-2-2 ne peut être considéré comme aberrant au sens statistique. Ainsi, le test de Dixon a été réalisé : « r_{10} » est égal à 0,50 alors qu'un rejet d'un fractile 5 % demanderait une valeur supérieure à 0,56.
En ce qui concerne le corps d'épreuve ST-2-2, et bien que les résultats ne soient pas aberrants au sens statistique, le processus de fissuration – avec localisation immédiate de l'endommagement une fois la résistance de la matrice cimentaire atteinte – est très différent de celui des autres dalles minces. Il a donc été décidé de mener par la suite deux analyses, l'une en prenant en compte le résultat de ST-2-2 et l'autre en l'ignorant.

Essais	Contrainte équivalente maximum (MPa) (valeur individuelle)	Contrainte équivalente maximum (MPa) (courbe moyenne)	Contrainte équivalente maximum (MPa) (courbe caractéristique ppp)
ST-1-1	21,00	21,5	12,7
ST-1-2	20,67		
ST-1-3	27,28		
ST-2-1	27,91		
ST-2-2	13,39		
ST-2-3	21,61		

Tableau A.1. *Contrainte équivalente maximale issue des essais de flexion plaque mince*

Les résultats du traitement statistique sans prise en compte du résultat de ST-2-2 sont présentés dans la Figure A.17 ci-dessous (coefficient de Student égale à 2,132 dans ce cas) :

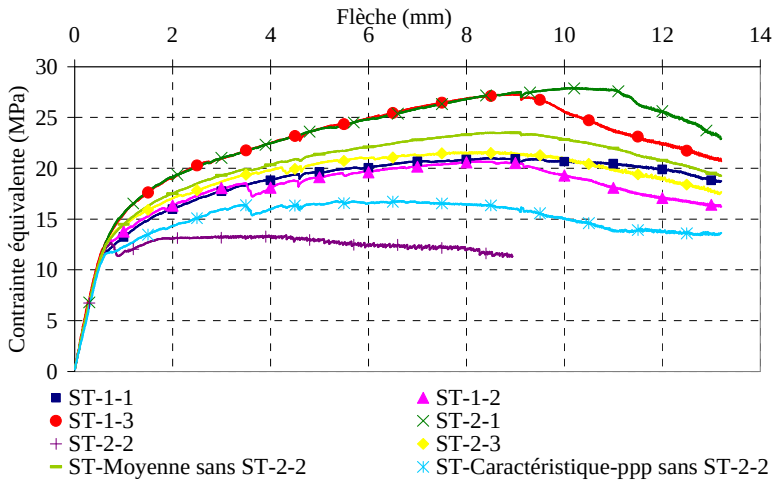


Figure A.17. *Diagramme « contrainte équivalente – flèche » (dalle mince non armées) sans prise en compte du résultat de ST-2-2*

Les valeurs maximales des courbes sans ST-2-2 sont synthétisées dans le Tableau A.2 ci-dessous.

Il est intéressant de noter que, si on exclut le résultat de ST-2-2, on retrouve la même valeur moyenne que les dalles minces en BSI/CERACEM® testées lors du projet MIKTI [184] (pour mémoire : contrainte maximum moyenne = 23,25 MPa et contrainte maximum caractéristique = 20,03 MPa).
Ces dalles d'une épaisseur de 5 cm et d'une largeur de 20 cm ont été testées en flexion 4 points symétrique avec une portée de 420 mm et une distance entre points d'application de la charge de 140 mm. La dispersion est toutefois plus importante pour les dalles Orthoplus, celle-ci pouvant s'expliquer notamment par le mode de bétonnage mais également par la plus faible épaisseur des corps d'épreuve.

Essais	Contrainte équivalente maximum (MPa) (valeur individuelle)	Contrainte équivalente maximum (MPa) (courbe moyenne)	Contrainte équivalente maximum (MPa) (courbe caractéristique ppp)
ST-1-1	21,00	23,5	16,8
ST-1-2	20,67		
ST-1-3	27,28		
ST-2-1	27,91		
ST-2-3	21,61		

Tableau A.2. *Contrainte équivalente maximale issue des essais de flexion plaque mince (sans ST-2-2)*

En tenant compte de la partie linéaire des courbes « contrainte équivalente – flèche » de chacun des essais, on détermine le module d'Young (Tableau A.3 et Tableau A.4) et la limite de linéarité (Tableau A.5 et Tableau A.6) comme le préconisent les recommandations de l'AFGC [3].

Essais	Module d'Young Valeur individuelle (en MPa)	Module d'Young Valeur moyenne (en GPa)	Module d'Young Valeur caractéristique (en GPa)
ST-1-1	52 370	56,2	Sans Objet
ST-1-2	56 207		
ST-1-3	60 444		
ST-2-1	56 580		
ST-2-2	54 023		
ST-2-3	57 674		

Tableau A.3. *Module d'Young issu des essais de flexion plaque mince*

On note que les courbes sont peu dispersées (homogénéité du comportement de la matrice), mais que la limite de linéarité est relativement basse par rapport aux valeurs couramment retenues pour le BSI/CERACEM® lorsque la caractérisation s'effectue sur des éprouvettes plus épaisses.

Essais	Module d'Young Valeur individuelle (en MPa)	Module d'Young Valeur moyenne (en GPa)	Module d'Young Valeur caractéristique (en GPa)
ST-1-1	52 370	56,7	Sans Objet
ST-1-2	56 207		
ST-1-3	60 444		
ST-2-1	56 580		
ST-2-3	57 674		

Tableau A.4. *Module d'Young issu des essais de flexion plaque mince (sans ST-2-2)*

Essais	Limite de linéarité en traction (valeur individuelle en MPa)	Limite de linéarité en traction (valeur moyenne en MPa)	Limite de linéarité en traction (valeur caractéristique en MPa)
ST-1-1	9,97	9,4	8,4
ST-1-2	9,81		
ST-1-3	9,36		
ST-2-1	8,92		
ST-2-2	8,78		
ST-2-3	9,70		

Tableau A.5. *Contrainte limite de linéarité en traction issue des essais de flexion plaque mince*

Essai	Limite de linéarité en traction Valeur individuelle (en MPa)	Limite de linéarité en traction Valeur moyenne (en MPa)	Limite de linéarité en traction Valeur caractéristique (en MPa)
ST-1-1	9,97	9,6	8,7
ST-1-2	9,81		
ST-1-3	9,36		
ST-2-1	8,92		
ST-2-3	9,70		

Tableau A.6. *Contrainte limite de linéarité en traction issue des essais de flexion plaque mince (sans ST-2-2)*

DALLE MINCE AVEC TREILLIS

Les résultats du traitement statistique sont présentés dans le graphique de la Figure A.18.

La présence des deux armatures longitudinales ainsi que des armatures transversales affleurant en fibre inférieure modifie le comportement des dalles minces. Ainsi, la perte de linéarité intervient pour des contraintes relativement faibles en raison d'une localisation des fissures au niveau des deux armatures transversales présentes dans la zone de moment constant. L'effort continue de croître avec une augmentation de l'ouverture des deux fissures initialisées précédemment jusqu'à atteindre un palier signifiant la plastification des armatures longitudinales. Ce palier se développe jusqu'à la rupture en compression en fibre supérieure d'une des deux sections présentant une armature transversale. Les fissures de ruine pour chaque dalle mince sont présentées sur les figures ci-après.

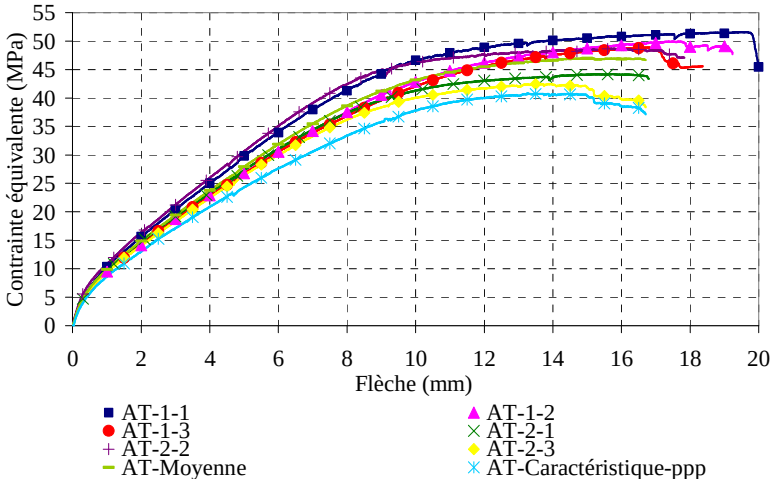


Figure A.18. *Diagramme « contrainte équivalente – flèche » (dalle mince avec treillis) après traitement statistique*

Figure A.19. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-1-1 (Extrados)*

Figure A.20. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-1-2 (Extrados)*

Figure A.21. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-1-3 (Face latérale)*

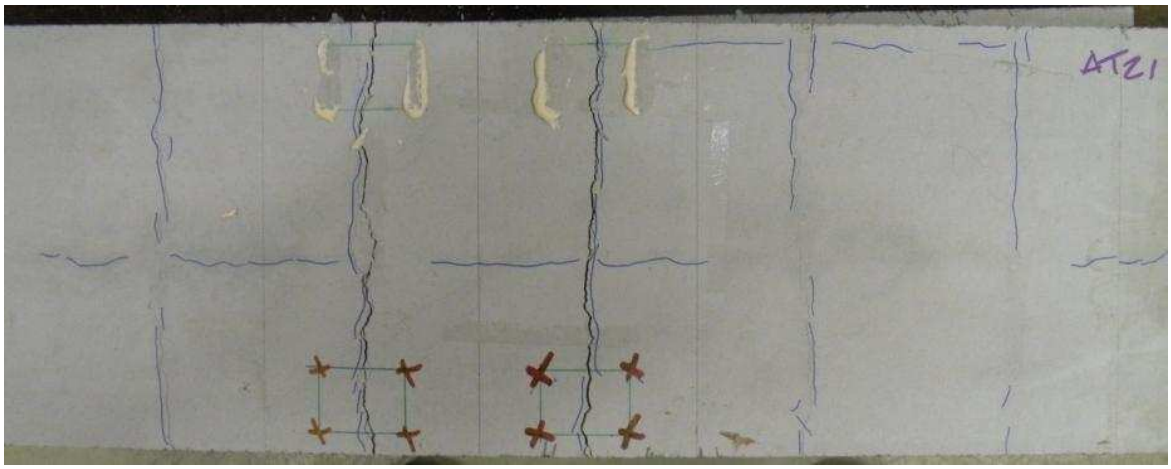


Figure A.22. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-1 (Intrados)*

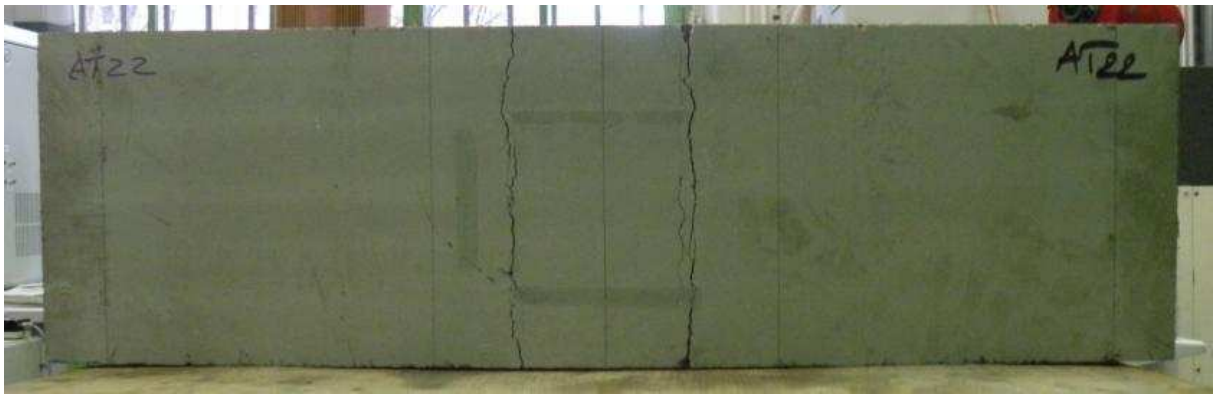


Figure A.23. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-2 (Intrados)*

Figure A.24. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-3 (Intrados – zone moment constant)*

Figure A.25. *Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-3 (Extrados – zone moment constant)*

Après la perte de linéarité, la plus grande rigidité de AT-1-1 et AT-2-2 s'explique par le positionnement symétrique des armatures longitudinales pour ces dalles. Ainsi, les deux fissures qui se développent au niveau des armatures transversales sont pontées plus efficacement en comparaison des autres corps d'épreuve dont les renforts longitudinaux sont décalés vers un des deux bords latéraux.

Les valeurs maximales des courbes sont indiquées dans le Tableau A.7.

Essai	Contrainte équivalente maximum (MPa) (valeur individuelle)	Contrainte équivalente maximum (MPa) (courbe moyenne)	Contrainte équivalente maximum (MPa) (courbe caractéristique ppp)
AT-1-1	51,61	47,0	40,9
AT-1-2	49,94		
AT-1-3	48,89		
AT-2-1	44,22		
AT-2-2	48,69		
AT-2-3	42,51		

Tableau A.7. *Contrainte équivalente maximale issue des essais de flexion (dalle mince avec treillis)*

4. Analyse inverse des plaques minces non armées selon les recommandations actuelles de l'AFGC

L'analyse inverse indiquée par les recommandations AFGC [3] est appliquée de façon à déterminer f_{tu}, contrainte associée à une déformation ultime de 1% dans la courbe contrainte déformation de calcul (bilinéaire en traction) permettant de retrouver le même moment maximal que dans l'essai de flexion. La procédure a été appliquée à chacune des courbes moyennes (avec et sans prise en compte de ST-2-2).

ANALYSE INVERSE DE LA COURBE MOYENNE AVEC ST-2-2

Les données d'entrée de la méthode inverse sont :

E_{ij} = 56 216 MPa ;

f_{tj} = 9,42 MPa ;

ε_u = 10 ‰;

h = 29,46 mm (épaisseur moyenne des dalles) ;

b = 199,75 mm (largeur moyenne des dalles) ;

$$M_{r\max} = \sigma_{pic} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 0{,}6224 \text{ kN.m.}$$

Le calcul inverse donne f_{tu} = 5,95 MPa.

A partir de ce résultat nous pouvons tracer la loi de comportement en traction directe définie dans les recommandations BFUP (Figure A.26), dont les deux points sont définis par leurs coordonnées (f_{tj} , ε_e) et (f_{tu} , ε_u), avec $\varepsilon_e = \frac{f_{tj}}{E_{ij}} = 0{,}168$ ‰.

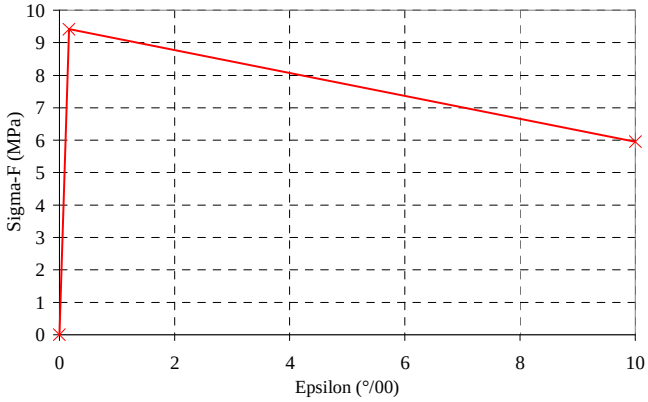


Figure A.26. *Loi de calcul conventionnelle en traction directe à partir de la courbe moyenne des dalles minces avec ST-2-2*

ANALYSE INVERSE DE LA COURBE MOYENNE SANS ST-2-2

Les données d'entrée de la méthode inverse sont :

E_{ij} = 56 655 MPa ;

f_{tj} = 9,55 MPa ;

ε_u = 10 ‰ ;

h = 29,46 mm (épaisseur moyenne des dalles) ;

b = 199,75 mm (largeur moyenne des dalles) ;

$$M_{r\max} = \sigma_{pic} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 0{,}6799 \text{ kN.m.}$$

Le calcul inverse donne f_{tu} = 8,30 MPa.

A partir de ce résultat, nous pouvons tracer la loi de comportement en traction directe définie dans les recommandations BFUP (Figure A.27), dont les deux points sont définis par leurs coordonnées (f_{tj} , ε_e) et (f_{tu} , ε_u), avec $\varepsilon_e = \frac{f_{tj}}{E_{ij}} = 0.169$ ‰.

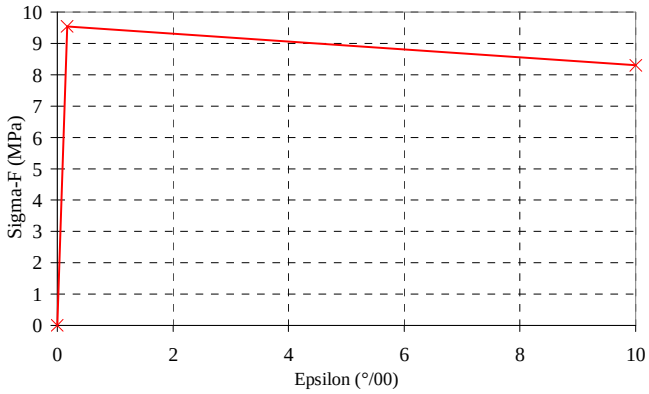


Figure A.27. *Loi en traction directe à partir de la courbe moyenne des dalles minces sans ST-2-2*

4. Conclusion des essais flexion 4 points sur plaque minces

Dans le cadre d'une vérification des résultats d'essais sur les structures prototypes (recalcul « best estimate »), il est approprié d'utiliser la loi « sigma-epsilon » moyenne et tronquée, obtenue en ne prenant pas en compte le résultat de ST-2-2 :

$$E = 56{,}7 \text{ GPa}, f_{tj} = 9{,}6 \text{ MPa}, f_{tu} = 8{,}61 \text{ MPa et } \varepsilon_u = 7{,}6 \text{ ‰}.$$

Annexe 7 – Instrumentation de dalles orthotropes revêtues

Dans cette annexe sont présentés les moyens qui ont été mis en place pour la réalisation de l'instrumentation des dalles orthotropes, par référence à l'instrumentation de la tôle de nue (Figure 2.33).

La Figure A.28 et la Figure A.29 sont les plans d'instrumentation du corps d'épreuve tôle de platelage de 10 mm revêtu en BFUP.

Le schéma du positionnement des capteurs de déplacement et des jauges de déformations, ainsi que leurs numérotations, pour la dalle de 14 mm revêtue de BB est représenté dans la Figure A.30.

La Figure A.31, Figure A.32 et Figure A.33 représentent l'instrumentation du corps d'épreuve de 12 mm revêtu de BFUP. Une instrumentation complémentaire par des capteurs de déformation à fixation magnétique a été mise en place en sous-face de la tôle métallique de cette dalle (Figure A.34), l'objectif étant d'avoir d'autres points de mesures pouvant aider à la validation du modèle numérique.

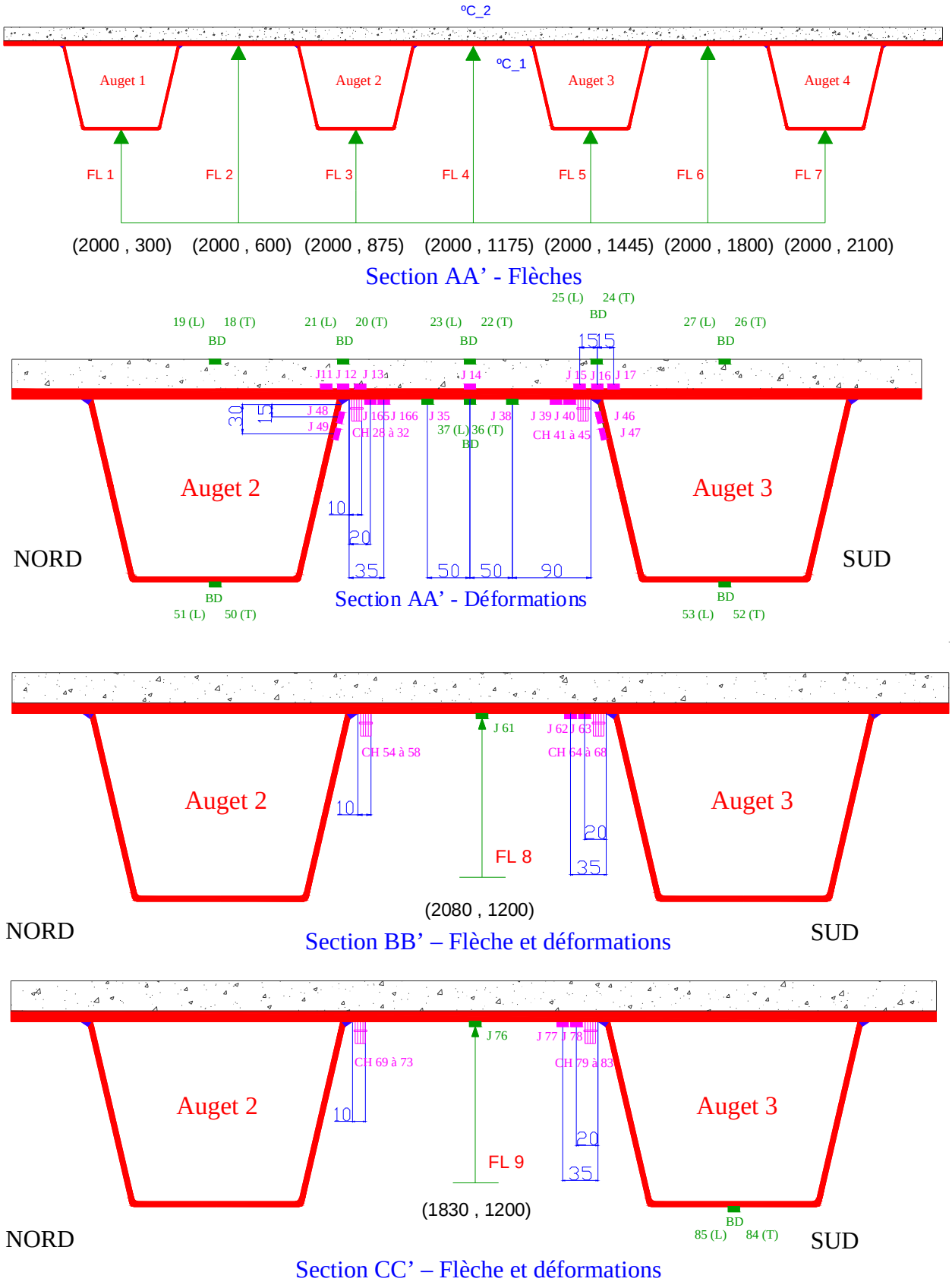


Figure A.28. *Détail des sections instrumentées AA', BB' et CC' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 10 mm associée à 35 mm de BFUP*

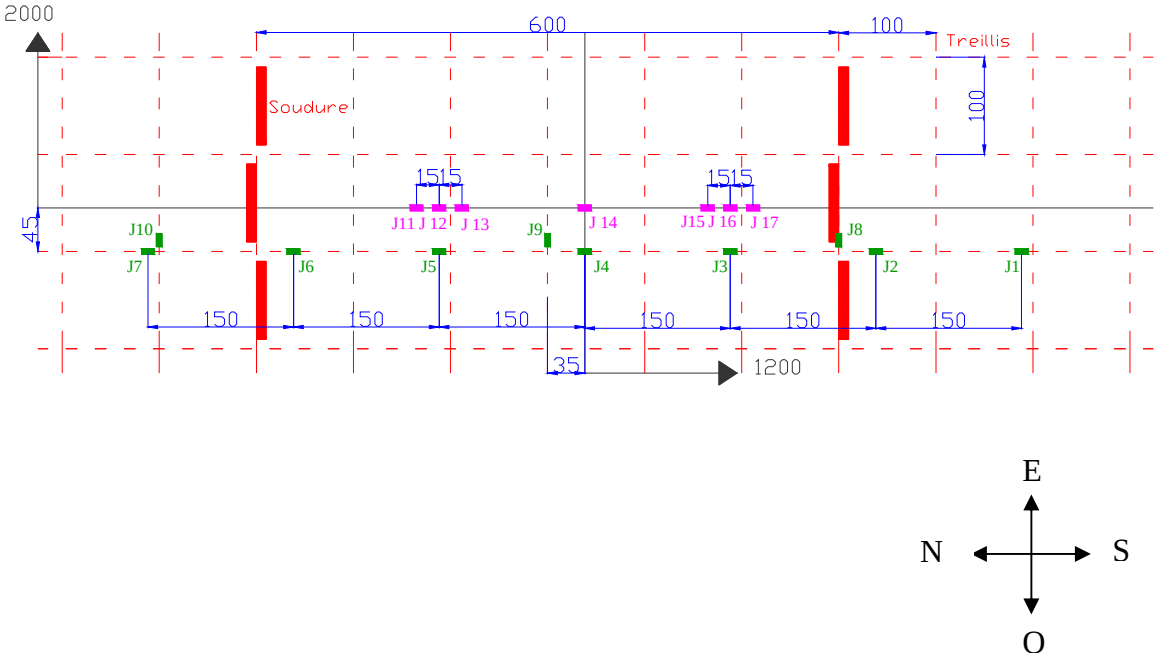


Figure A.29. *Emplacement des jauges de déformation section AA' sur le treillis soudé (J1 à J10) et dans la partie supérieure de la tôle de platelage (J11 à J17) – vue en plan (cotes en mm)*

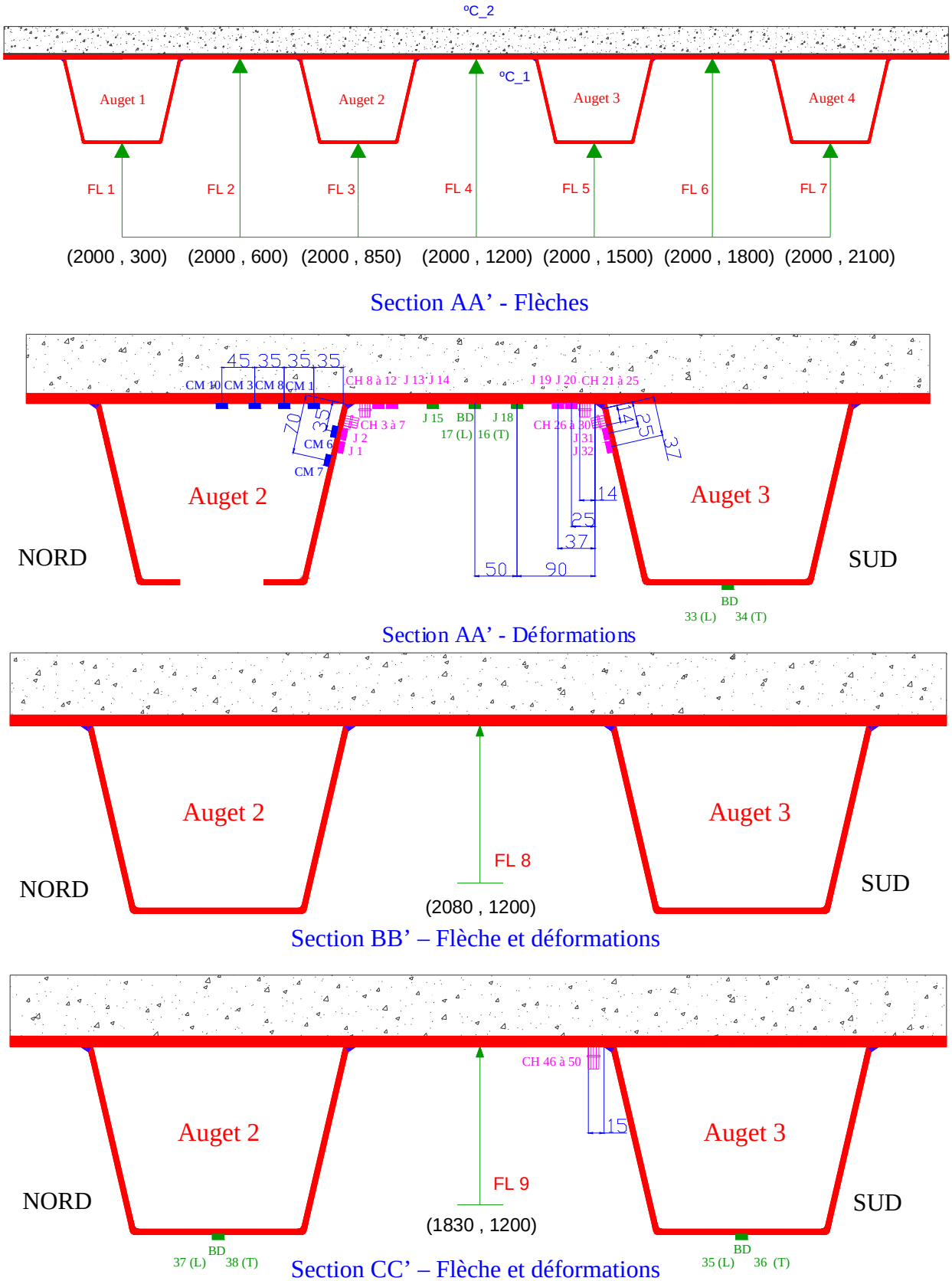


Figure A.30. *Détail des sections instrumentées AA', BB' et CC' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 14 mm associée à 70 mm de BB*

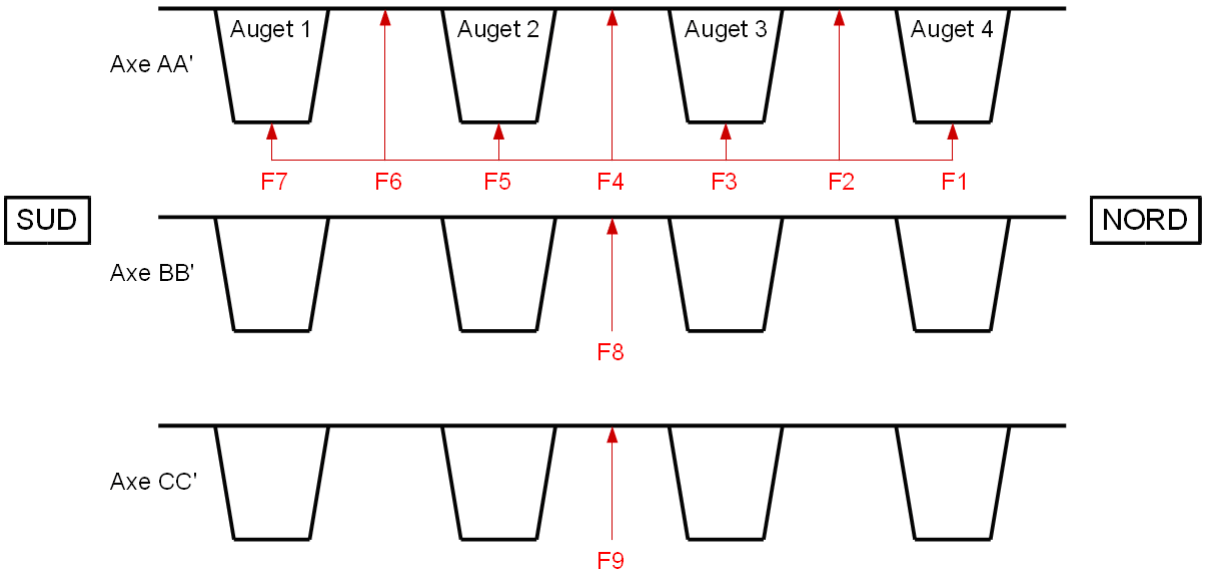


Figure A.31. *Emplacement des capteurs de déplacement sections AA', BB' et CC' dans le corps d'épreuve de 12 mm revêtue de BFUP*

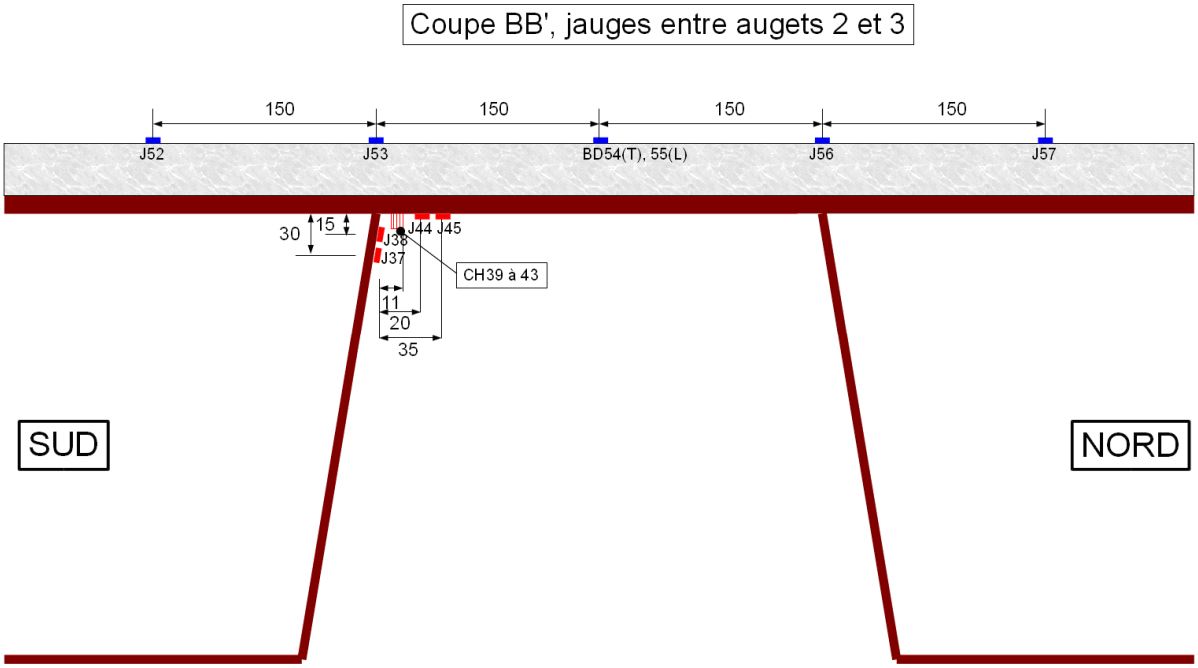


Figure A.32. *Détail sur l'instrumentation de l'axe BB' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 12 mm associée à 35 mm de BFUP*

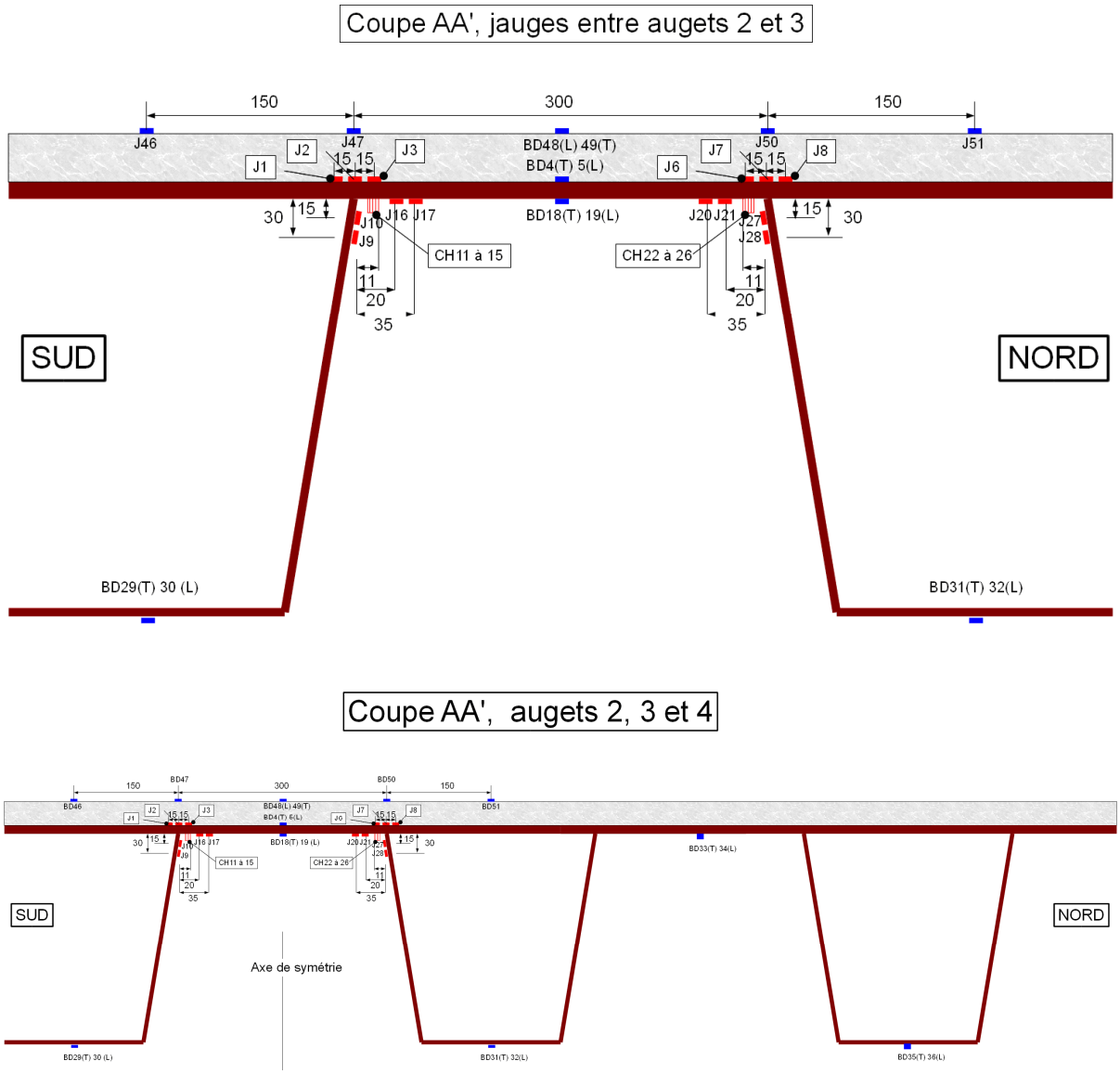


Figure A.33. *Détail sur l'instrumentation de l'axe AA' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 12 mm associée à 35 mm de BFUP*

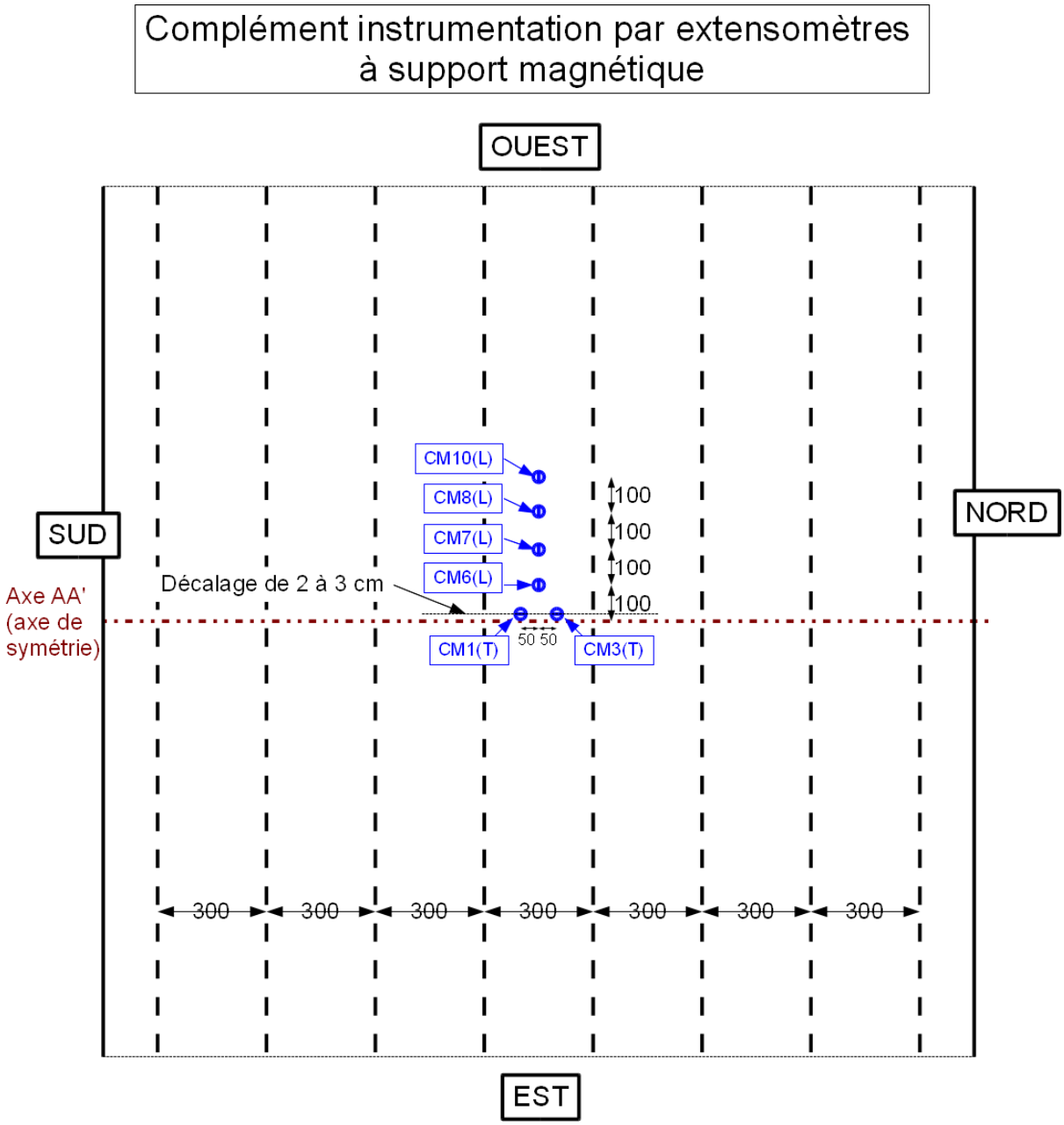


Figure A.34. *Instrumentation par extensomètres à support magnétique placés en sous-face de la tôle métallique de dalle de 12 mm revêtue de BFUP (cotes en mm)*

Annexe 8 – Planning détaillé des essais réalisés sur les trois dalles orthotropes

16 avril 2008	Arrivée du corps d'épreuve à l'IFSTTAR Paris
19 novembre 2008	**Essai statique plaque simple A, C et plaque double espacement 5 mm**
20 novembre 2008	**Essai statique plaque double espacement 50, 100, 170, 240, 310 et 380 mm**
02 décembre 2008	Passage en configuration roue double
04 décembre 2008	**Essai statique roue double espacement 100 mm**
05 décembre 2008	**Essai statique roue double espacement 170, 210, 280, 350, 420 et 500 mm**
29 janvier 2009	Passage en configuration roue simple
02 février 2009	**Essai statique roue simple**
15 mars 2009	Réalisation du trou dans l'auget
23 mars 2009	Passage en configuration plaque
24 à 26 mars 2009	**Essai statique plaque simple A avec les interfaces : contact direct, bois, sable, néoprène**
03 avril 2009	Passage en configuration roue simple
04 avril 2009	**Essai statique roue simple**
13 avril 2009	**Essai statique roue double espacement 100 et 210 mm**

Tableau A.8. *Planning des essais réalisés sur la dalle de 14 mm non revêtue*

23 février 2009	**Instrumentation treillis soudé**
5 mars 2009	Coulage BFUP sur corps d'épreuve
24 juillet 2009	**Essai statique plaque A seule interface néoprène**
28 juillet 2009	**Essai statique plaque A seule interface néoprène et sable**
31 juillet 2009	**Essai statique plaque C seule et plaque A double espacement 240 mm**
3 août 2009	**Essai statique plaque A double espacement 100 et 380 mm**
12 août 2009	**Essai statique roue double espacement 100 et 380 mm**
18 août 2009	**Essai statique roue simple**
23 au 25 août 2009	Injection fissures
25 août 2009	**Essai statique roue simple**
26 août 2009	**Essai statique roue double espacement 380 mm**
27 août 2009	**Essai statique roue double espacement 170, 240 et 310 mm**
31 août 2009	**Essai statique roue double espacement 100 mm**
2 septembre 2009	**Essai statique plaque A seule et plaque C seule**
7 octobre 2009	**Essai statique plaque A double espacement 310 et 380 mm**
8 octobre 2009	**Essai statique plaque A double espacement 50, 100, 170 et 240 mm**
9 octobre 2009	**Essai statique plaque A seule avec plusieurs vitesses de chargement**
22 octobre au 18 novembre 2009	**Essai de fatigue à 1 Hz**
3 au 11 janvier 2011	Découpe corps d'épreuve pour autopsie

Tableau A.9. *Planning des essais réalisés sur la dalle de 10 mm revêtue de BFUP*

fin sept 2009	Grenaillage et pose du primaire d'étanchéité par Eiffage
05 et 06 octobre 2009	Pose de l'instrumentation en fibre supérieure de la tôle de platelage par une équipe de l'IFSTTAR
07 octobre 2009	Coulage béton bitumineux par Eiffage à Monthyon (77) sur le corps d'épreuve métallique
11 décembre 2009	Arrivée du corps d'épreuve à l'IFSTTAR Paris
Fin décembre 2009 et début janvier 2010	Mise en place du corps d'épreuve sur le montage et pose de l'instrumentation
12 janvier 2010	**Essai statique roue double espacement 100 mm**
13 janvier 2010	**Essai statique roue double espacement 170, 240, 310 et 380 mm**
23 au 26 février 2010	**Essai statique roue simple**
09 mars 2010	**Essai statique plaque double espacement 310 et 380 mm**
10 mars 2010	**Essai statique plaque simple A**
11 mars 2010	**Essai statique plaque simple C**
12 mars 2010	**Essai statique plaque double espacement 5, 50, 100, 170 et 240 mm**
Avril 2010	Mise au point programme d'acquisition en fatigue (changement de centrale d'acquisition suite à l'arrêt définitif de la centrale HP utilisée pour les premiers corps d'épreuve)
5 mai 2010	**Début de l'essai de fatigue**
2 juin 2010	**Arrêt prématuré de l'essai de fatigue en raison du développement d'une fissure de fatigue à partir de l'angle du trou créé dans l'auget.**
3 au 11 janvier 2011	Découpe corps d'épreuve pour autopsie
Fin janvier 2011	Prélèvement carottes de bitume dans le corps d'épreuve par Eiffage

Tableau A.10. *Planning des essais réalisés sur la dalle de 14 mm revêtue de béton bitumineux*

10 mai 2010	Soudage goujons sur la tôle nue par Eiffel à Monthyon (77)
19 mai 2010	Instrumentation surface tôle métallique par équipe dalle d'essais (IFSTTAR) à Monthyon (77)
26 mai 2010	coulage BSI par Eiffage à Monthyon (77) sur le corps d'épreuve métallique
21 juin 2010	livraison corps d'épreuve à l'IFSTTAR Paris
Juillet 2010	collage des jauges sous le corps d'épreuve, mise en place du corps d'épreuve
27 juillet 2010	**1er test statique (plaque type A) sans instrumentation dalle BFUP**
Août 2010	Instrumentation surface dalle BFUP
27 août au 2 septembre 2010	Maintenance hydraulique
3 septembre 2010	**Essai statique plaque simple A et C**
7 septembre 2010	**Essai statique plaque double espacement 5 et 50 mm**
8 septembre 2010	**Essai statique plaque double espacement 100, 170, 240, 310 et 380 mm**
10 septembre 2010	Passage en configuration roue
21 septembre 2010	**Essai statique roue simple**
22 septembre 2010	**Essai statique roue double espacement 100, 170 mm**
23 septembre 2010	**Essai statique roue double espacement 240, 310 et 380 mm**
27 et 28 septembre 2010	Passage en configuration plaque
29 septembre 2010	**Essai statique plaque simple A et C**
30 septembre 2010 au 22 octobre 2010	Test de fatigue à 1,1 Hz
22 octobre 2010	**Dernier essai statique plaque simple A**
Fin octobre 2010	Démontage installation Orthoplus
3 au 11 janvier 2011	Découpe corps d'épreuve pour autopsie

Tableau A.11. *Planning des essais réalisés sur la dalle de 12 mm revêtue de BFUP*

Annexe 9 – Caractéristiques des empreintes produites par les roues

Corps d'épreuve 1 : Tôle de 14 mm sans revêtement – chargements doubles

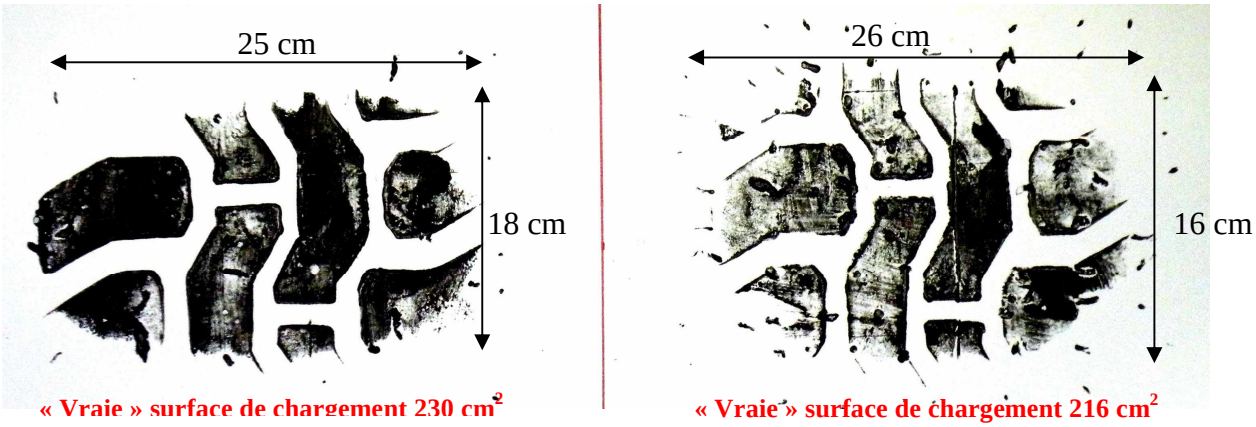


Figure A.35. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 35 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

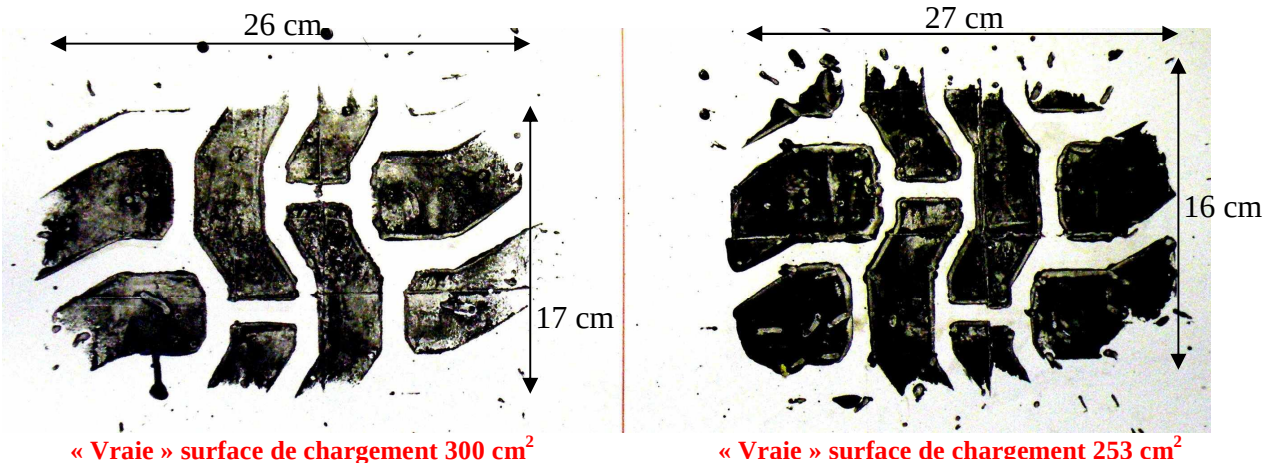


Figure A.36. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 45 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

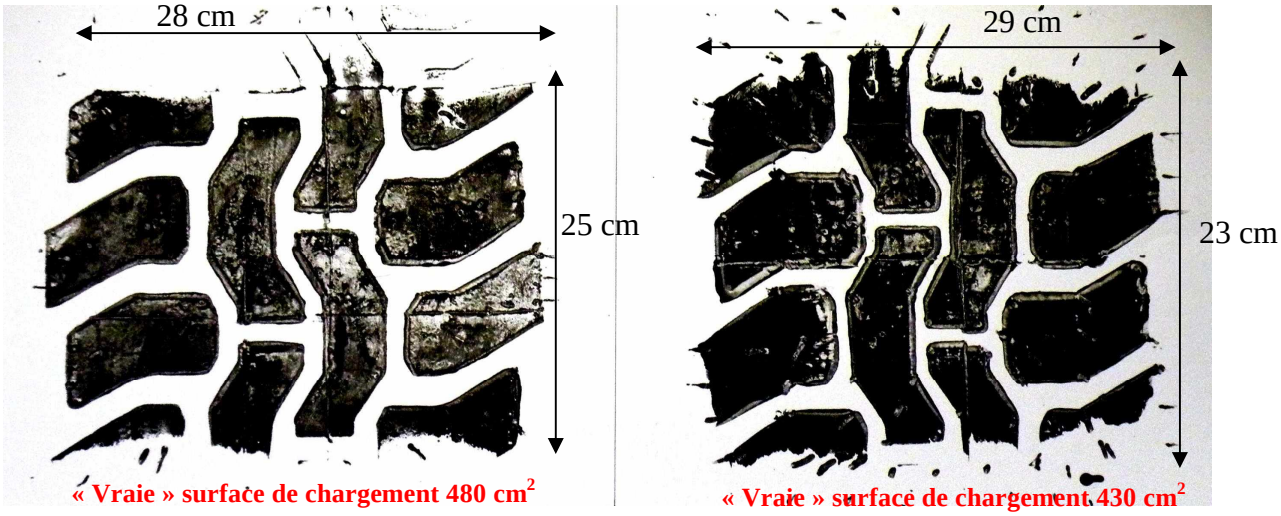


Figure A.37. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

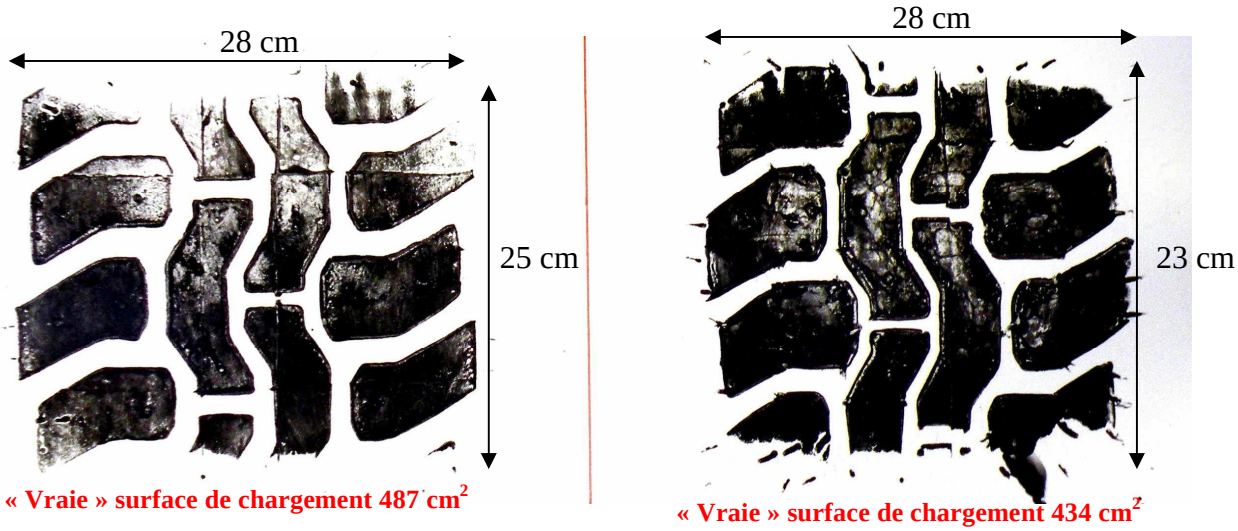


Figure A.38. *Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

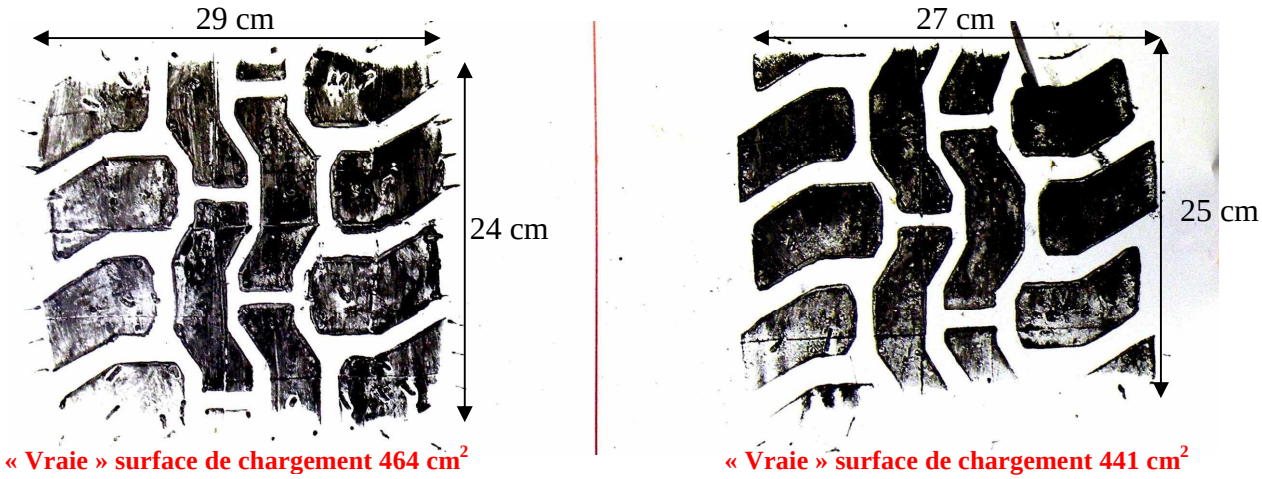


Figure A.39. *Ecartement des roues : 210 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

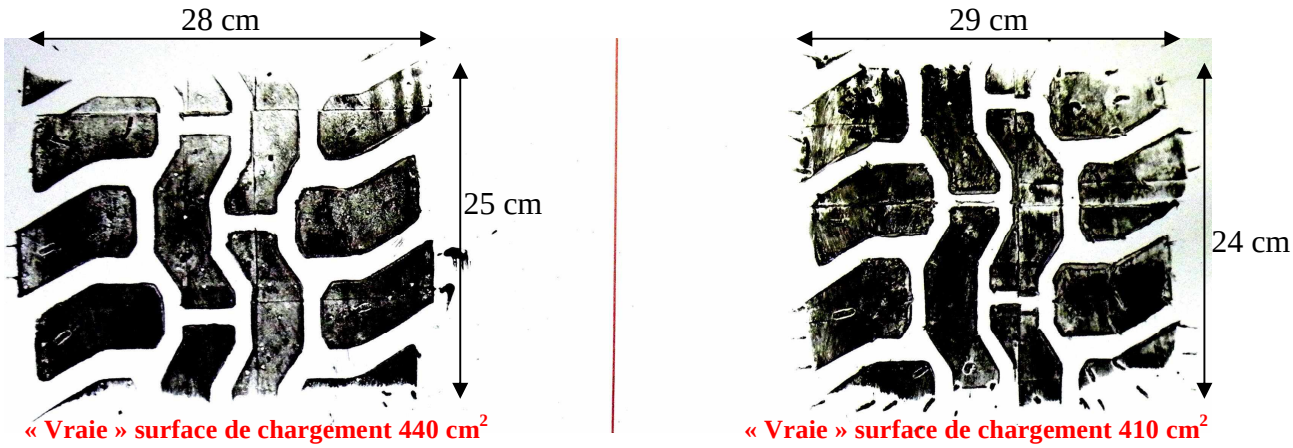


Figure A.40. *Ecartement des roues : 280 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

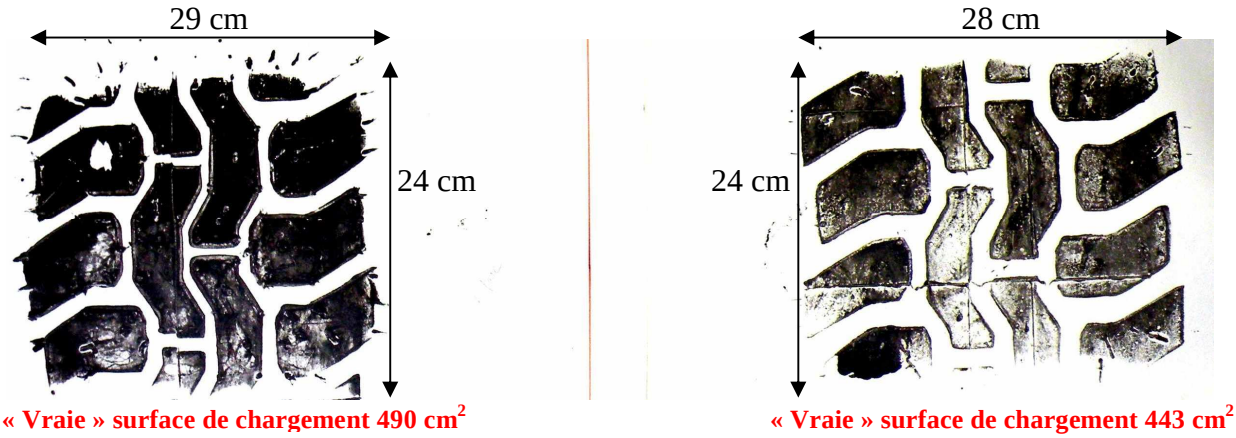


Figure A.41. *Ecartement des roues : 350 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

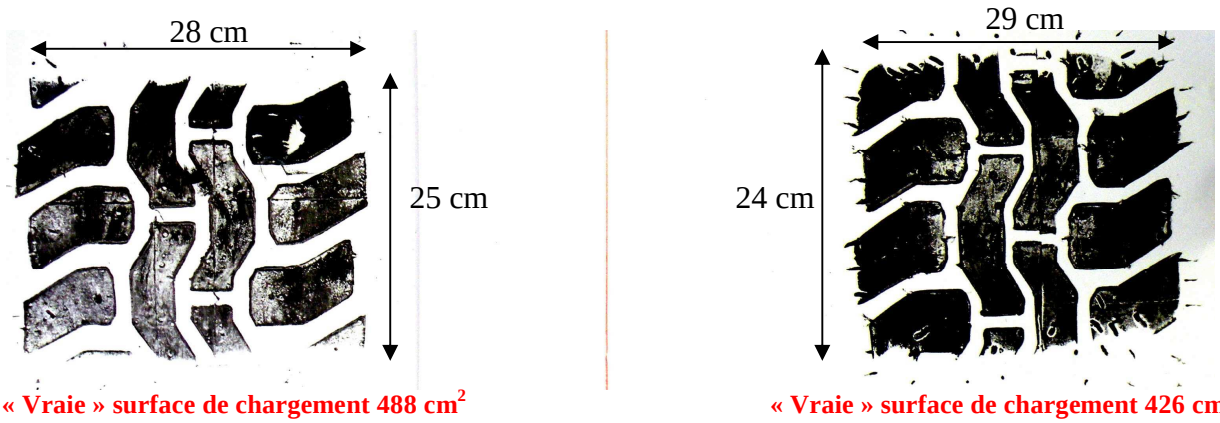
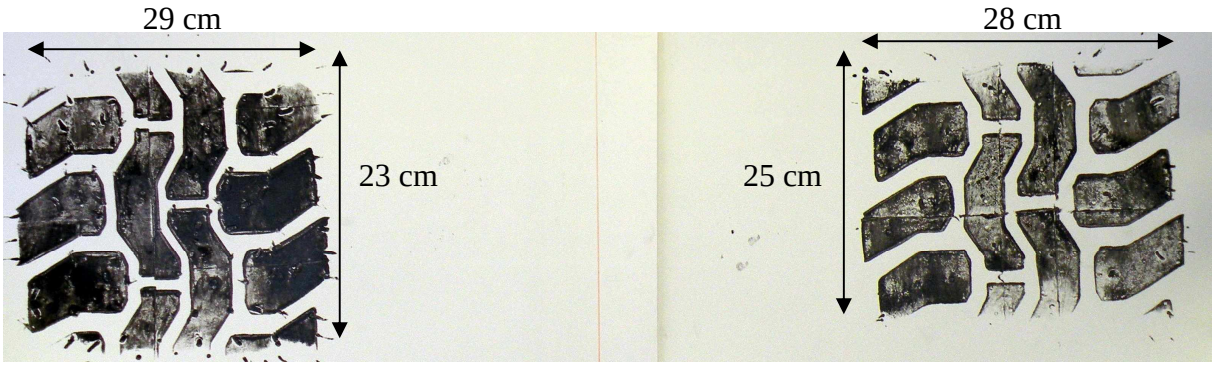


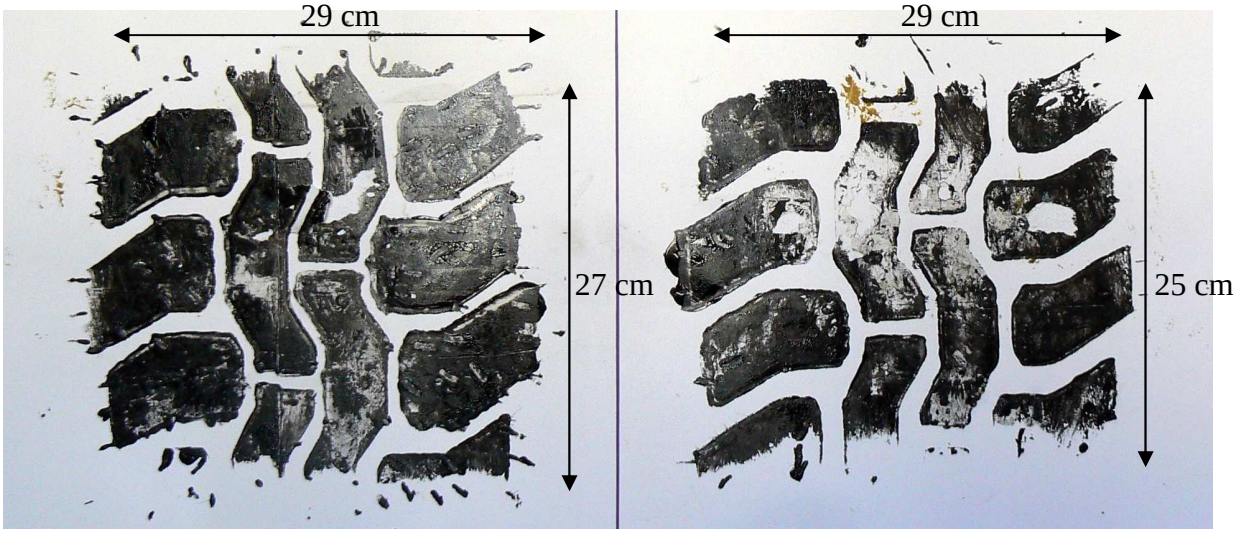
Figure A.42. *Ecartement des roues : 420 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*



« Vraie » surface de chargement 472 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 421 cm^2**

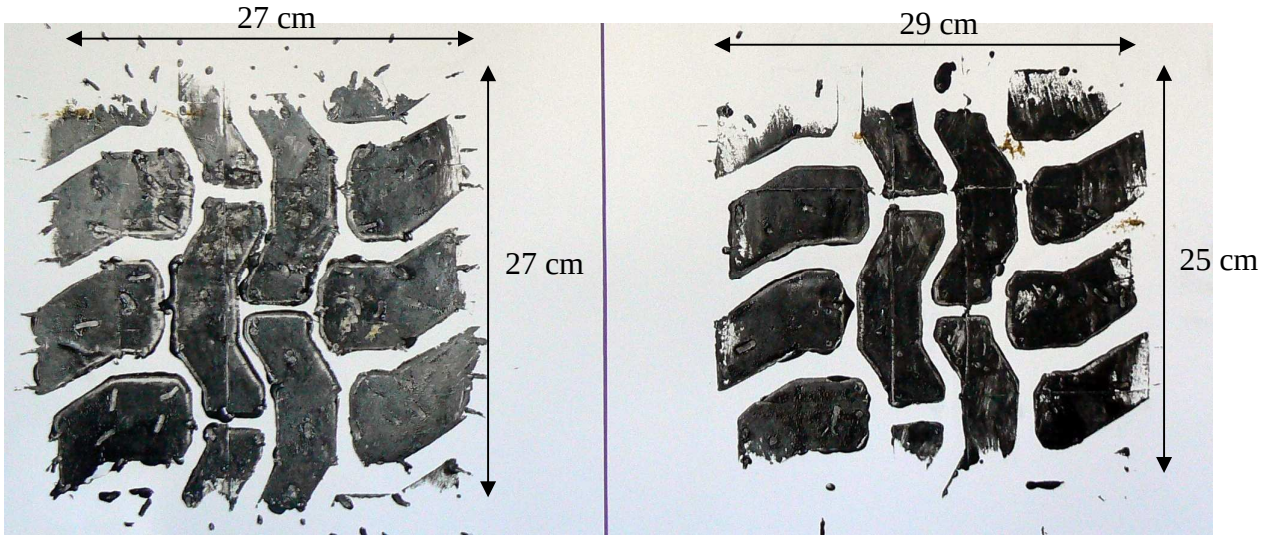
Figure A.43. *Ecartement des roues : 500 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

Corps d'épreuve 2 : Tôle de 10 mm revêtue de BFUP – chargements doubles



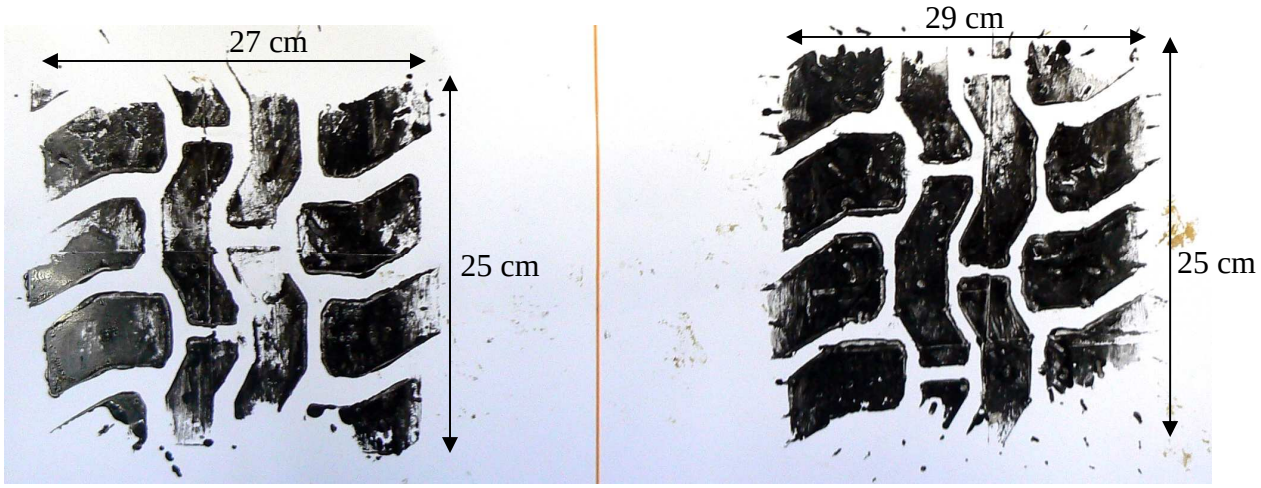
« Vraie » surface de chargement 588 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 542 cm^2**

Figure A.44. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*



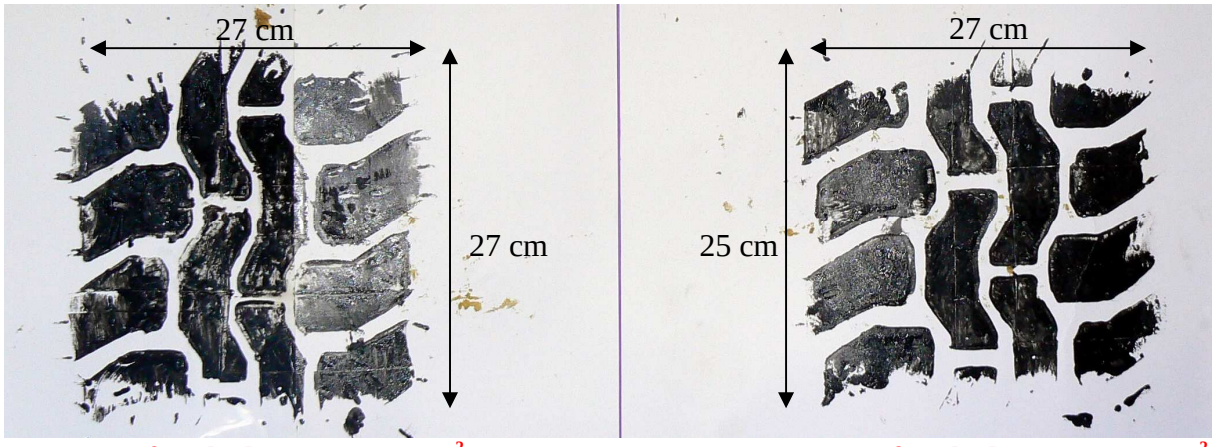
« Vraie » surface de chargement 534 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 479 cm^2**

Figure A.45. *Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*



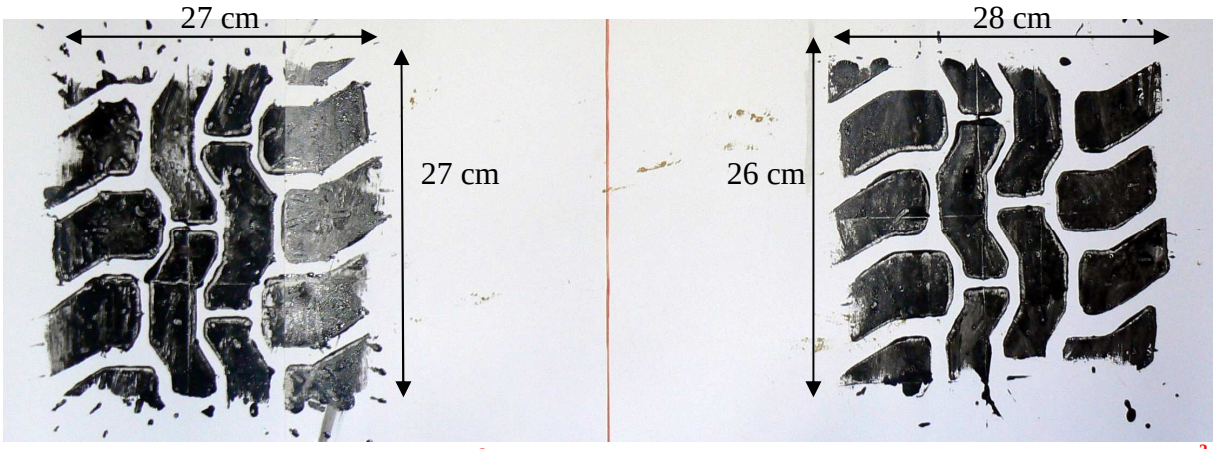
« Vraie » surface de chargement 514 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 458 cm^2**

Figure A.46. *Ecartement des roues : 240 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*



« Vraie » surface de chargement 543 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 465 cm^2**

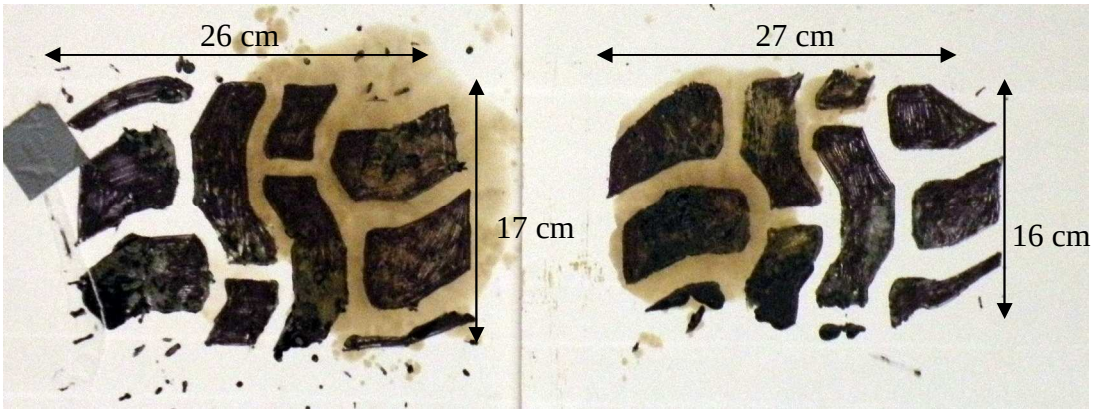
Figure A.47. *Ecartement des roues : 310 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*



« Vraie » surface de chargement 578 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 532 cm^2**

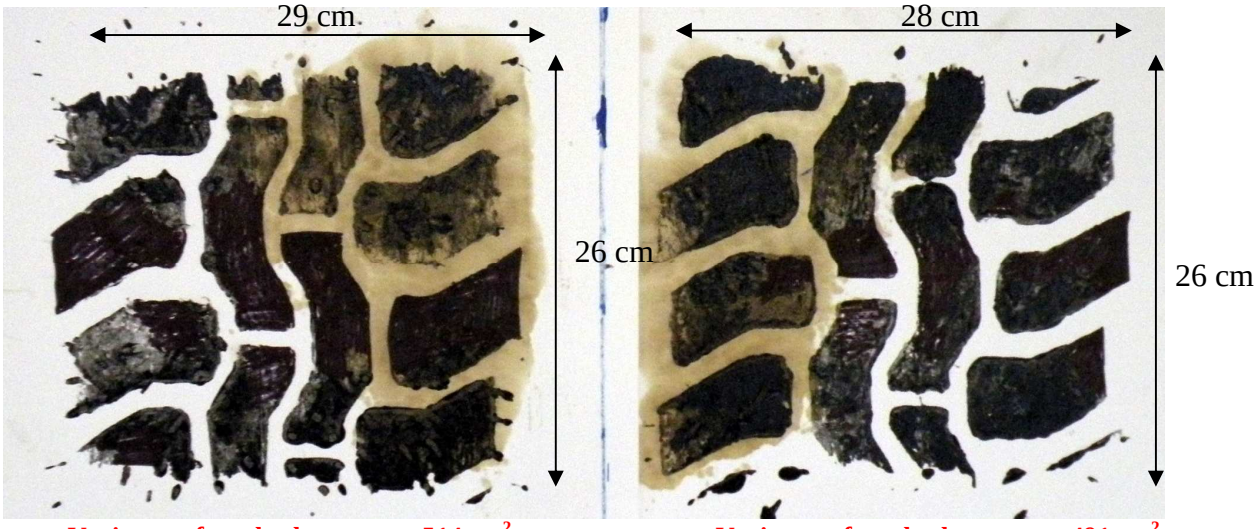
Figure A.48. *Ecartement des roues : 380 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

Corps d'épreuve 3 : Tôle de 14 mm revêtue de BB – chargements doubles



« Vraie » surface de chargement 316 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 264 cm^2**

Figure A.49. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 48 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*



« Vraie » surface de chargement 514 cm^2 **« Vraie » surface de chargement 491 cm^2**

Figure A.50. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

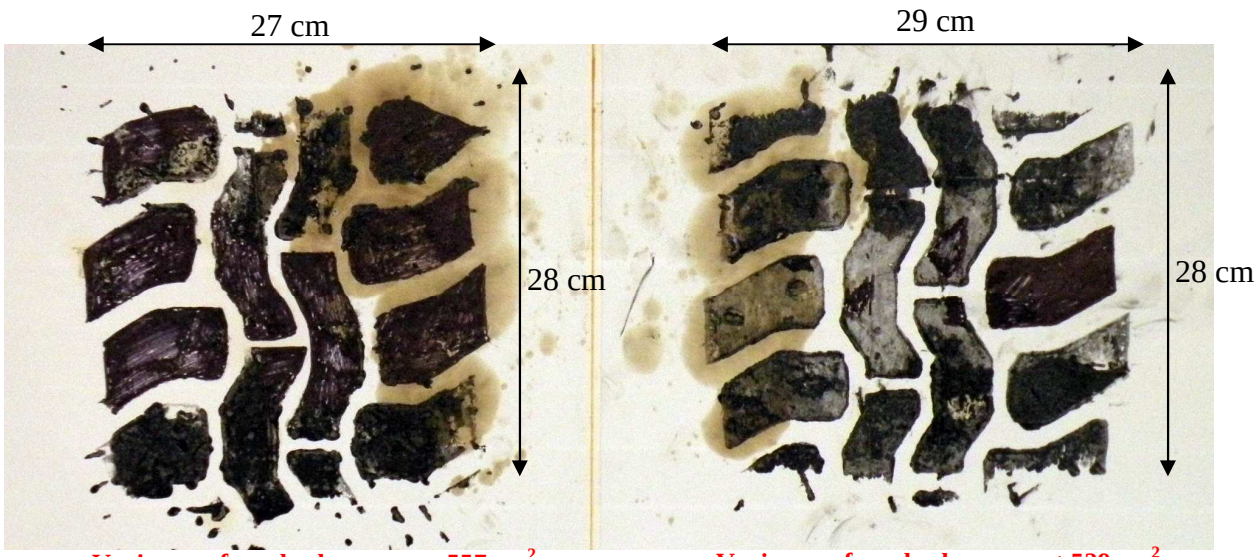


Figure A.51. *Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

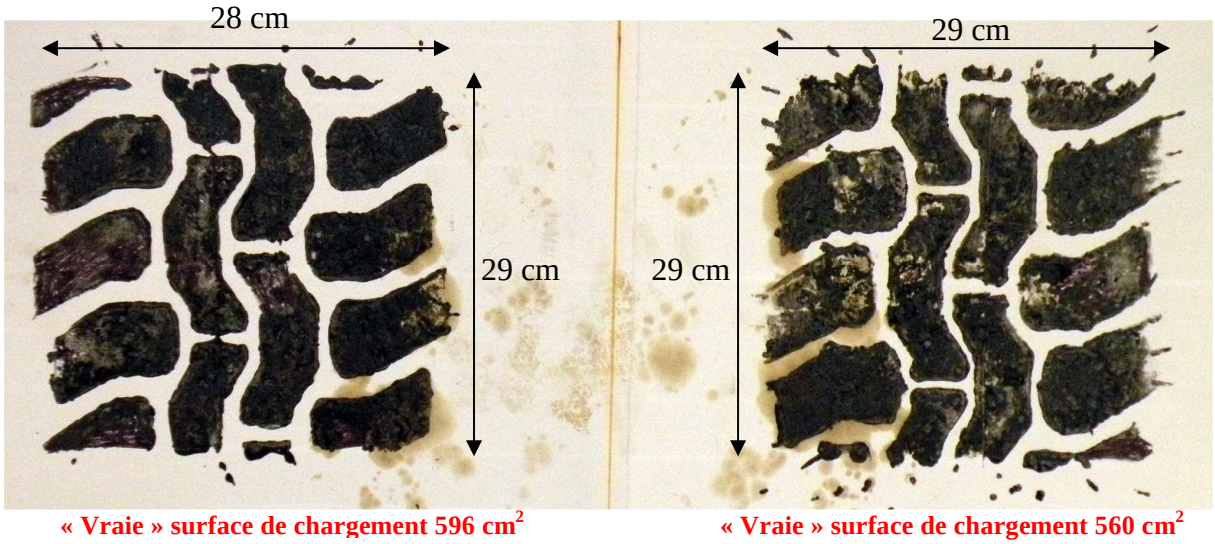


Figure A.52. *Ecartement des roues : 240 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

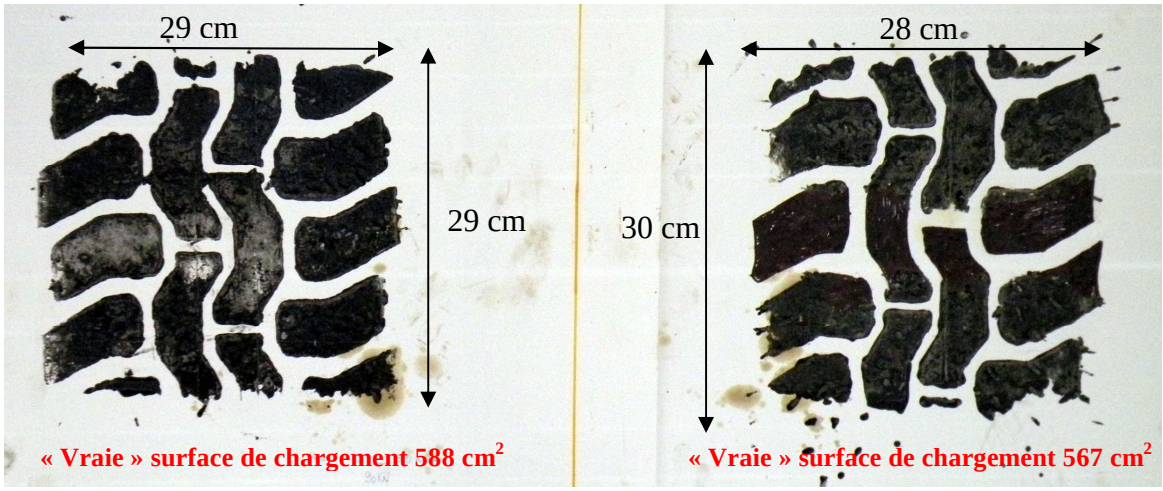


Figure A.53. *Ecartement des roues : 310 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

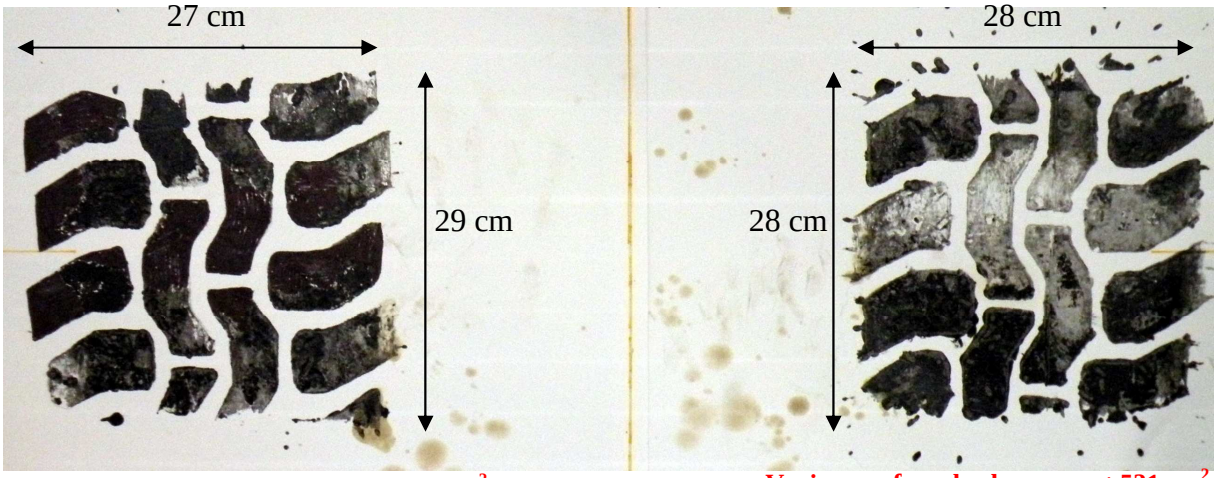


Figure A.54. *Ecartement des roues : 380 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar*

Corps d'épreuve 4 : Tôle de 12 mm revêtue de BFUP – roue simple

Figure A.55. *Effort total : 5 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 112 cm²*

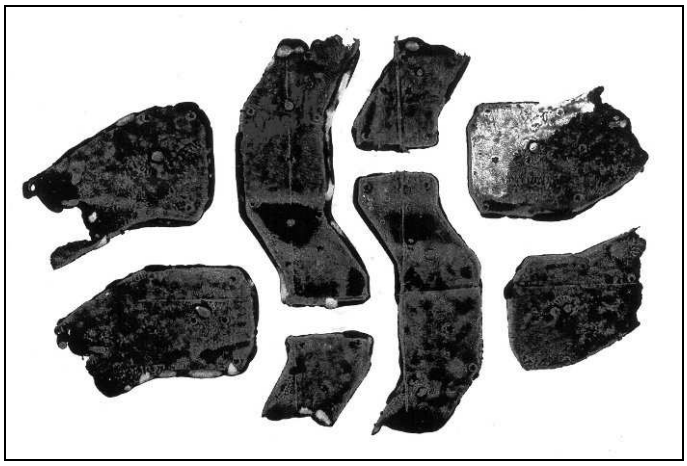


Figure A.56. *Effort total : 18 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 250 cm²*

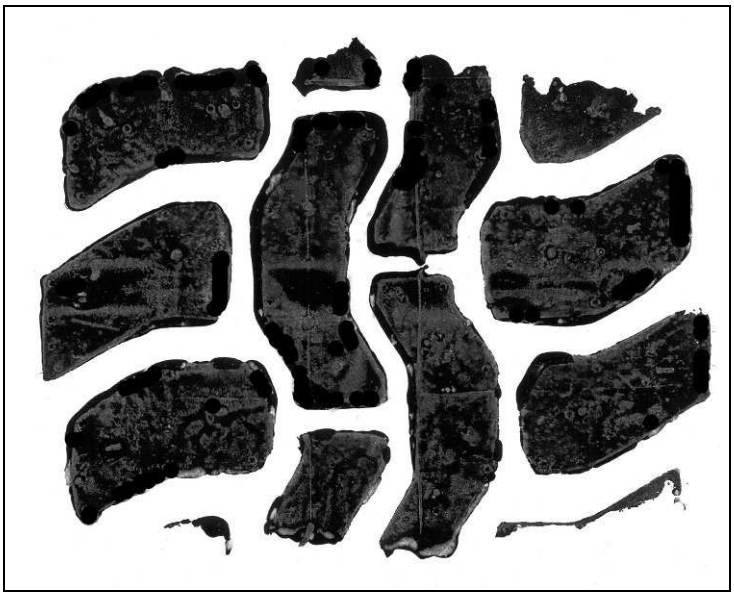


Figure A.57. *Effort total : 32 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 397 cm²*

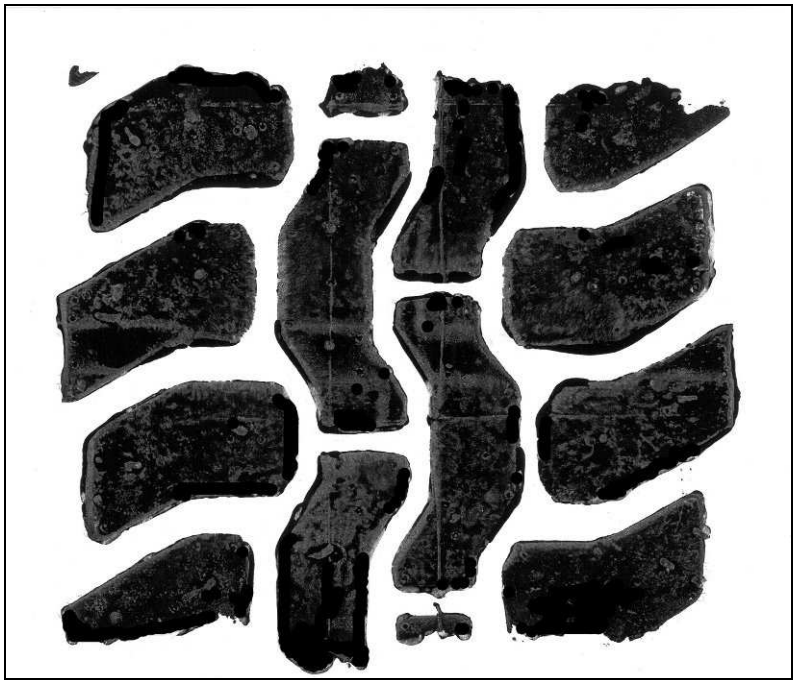


Figure A.58. *Effort total : 46 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 511 cm²*

Corps d'épreuve 4 : Tôle de 12 mm revêtue de BFUP – chargements doubles

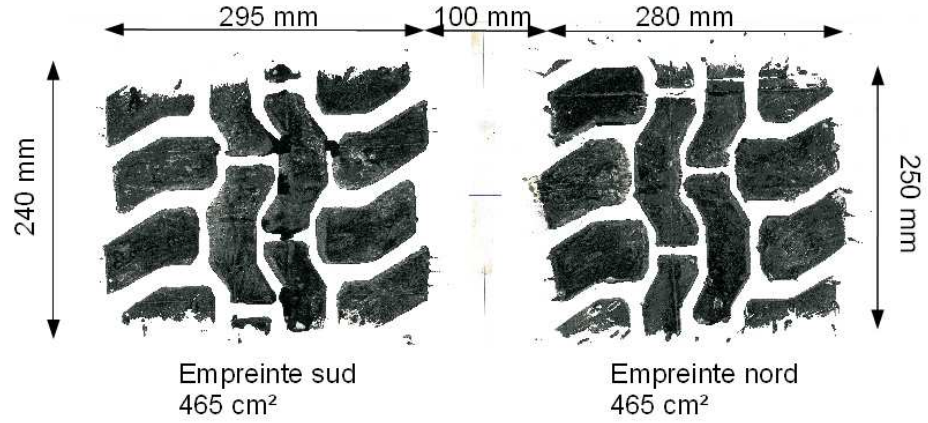


Figure A.59. *Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar*

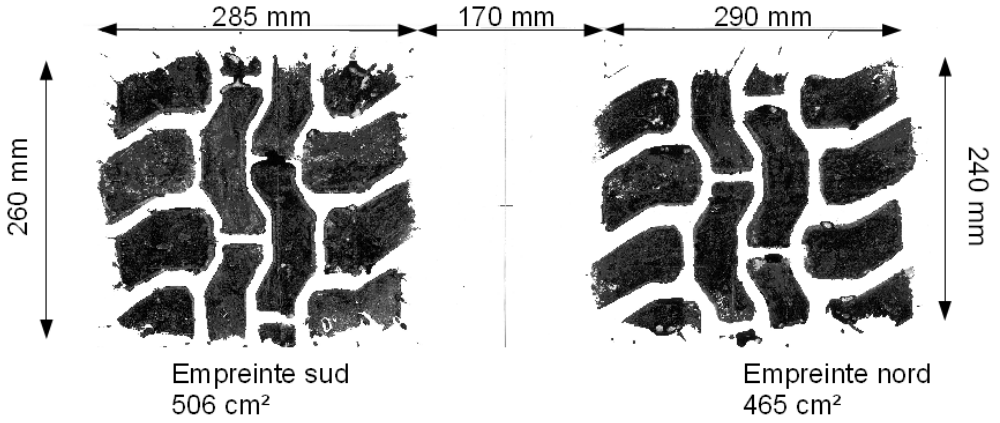


Figure A.60. *Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar*

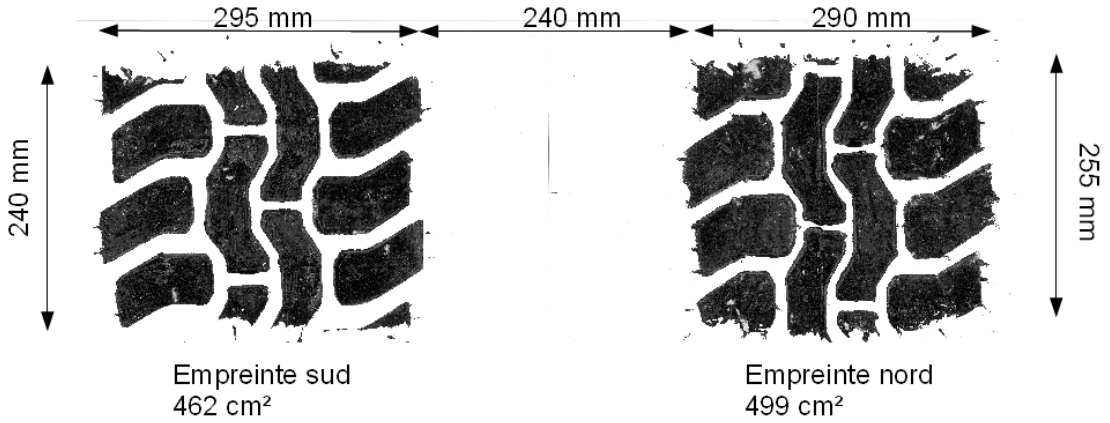


Figure A.61. *Ecartement des roues : 240 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar*

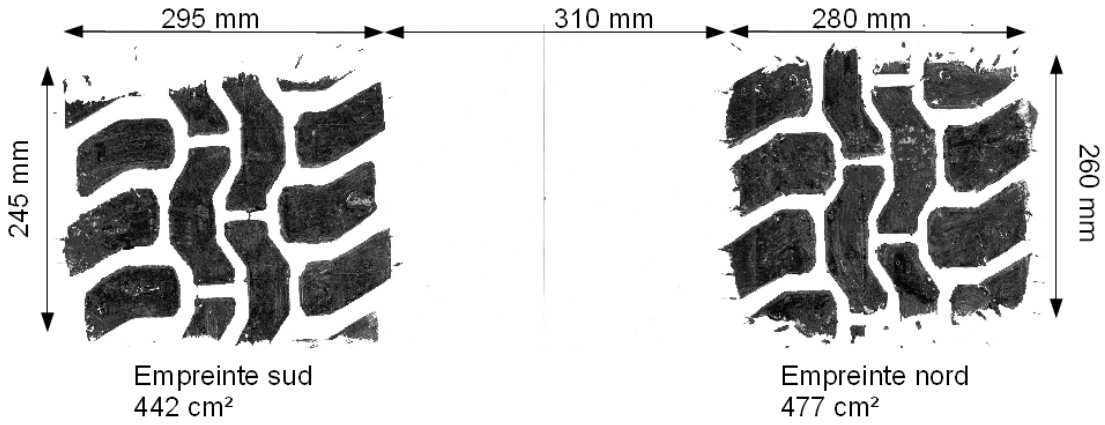


Figure A.62. *Ecartement des roues : 310 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar*

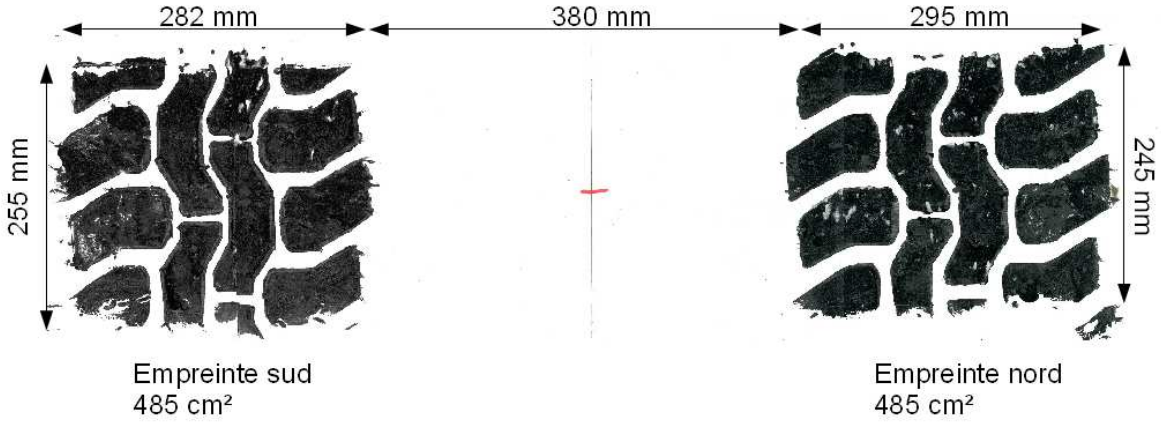


Figure A.63. *Ecartement des roues : 380 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar*

Annexe 10 – Déformation au voisinage des cordons de soudure sur les axes BB’ et CC’

Le Tableau A.12 et le Tableau A.13 présentent les mesures de déformation au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord et sud pour l’axe BB’ du corps d’épreuve n°1. Les mêmes mesures sur l’axe CC’ sont dans le Tableau A.14 et le Tableau A.15.

Les déformations obtenues sur le corps d’épreuve n°2 (tôle de 10 mm revêtue de BFUP) à partir des jauges collées sur la tôle de platelage dans les sections BB’ et CC’ à proximité des cordons de soudure nord et sud sont indiquées dans le Tableau A.16, dans le Tableau A.17, dans le Tableau A.18, et dans le Tableau A.19.

L’axe BB’ n’a pas été instrumenté sur le corps d’épreuve n°3 (tôle de 14 mm revêtue de béton bitumineux). Uniquement le côté sud de l’axe CC’ a été instrumenté avec une chaînette à proximité du pied du cordon de soudure (voir les mesures sur le Tableau A.20).

Les mesures de déformation sur l’axe BB’ du corps d’épreuve n°4 (tôle de 12 mm revêtue de BFUP) sous la tôle de platelage et dans la facette latérale de l’auget 3 (côté sud) sont présentées dans le Tableau A.21.

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 1 - Axe BB'										
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
				CH 33	CH 34	CH 35	CH 36	CH 37	J 38	J 39
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-167	-133	-105	-100	-88	-21	86
			Dalle ajourée							
	Néoprène		Dalle non ajourée							
			Dalle ajourée	-202	-163	-129	-125	-110	-36	88
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-184	-145	-110	-102	-83	-7	107
			Dalle ajourée							
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-159	-121	-88	-79	-63	14	125
			Dalle ajourée							
		50	Dalle non ajourée	-103	-77	-55	-49	-38	12	82
			Dalle ajourée							
		100	Dalle non ajourée	-97	-71	-51	-45	-33	13	76
			Dalle ajourée							
		170	Dalle non ajourée	-102	-83	-63	-63	-55	-25	3
			Dalle ajourée							
		240	Dalle non ajourée	-143	-125	-106	-113	-112	-98	-91
			Dalle ajourée							
		310	Dalle non ajourée	-191	-172	-148	-159	-159	-145	-138
			Dalle ajourée							
		380	Dalle non ajourée	-212	-190	-165	-178	-176	-163	-154
			Dalle ajourée							
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-160	-126	-99	-93	-80	-17	80
			Dalle ajourée	-170	-136	-107	-101	-86	-22	79
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-174	-144	-114	-114	-103	-53	9
			Dalle ajourée	-185	-152	-124	-125	-113	-65	-4
		170	Dalle non ajourée	-164	-139	-115	-118	-113	-82	-51
			Dalle ajourée							
		210	Dalle non ajourée	-164	-143	-120	-127	-125	-105	-95
			Dalle ajourée	-173	-151	-128	-136	-131	-110	-98
		280	Dalle non ajourée	-201	-178	-156	-167	-167	-153	-143
			Dalle ajourée							
		350	Dalle non ajourée	-204	-183	-158	-172	-170	-158	-148
			Dalle ajourée							
		420	Dalle non ajourée	-189	-170	-148	-158	-159	-146	-138
			Dalle ajourée							
		500	Dalle non ajourée	-150	-135	-116	-127	-127	-116	-112
			Dalle ajourée							

Tableau A.12. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle non revêtue (Axe BB') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 1 - Axe BB'										
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
				CH 46	CH 45	CH 44	CH 43	CH 42	J 41	J 40
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-161	-135	-122	-109	-98	-43	56
			Dalle ajourée							
	Néoprène		Dalle non ajourée							
			Dalle ajourée	-5	-158	-145	-131	-119	-57	56
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-147	-114	-97	-77	-61	9	126
			Dalle ajourée							
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-162	-134	-119	-107	-95	-36	51
			Dalle ajourée							
		50	Dalle non ajourée	-122	-100	-89	-77	-68	-22	45
			Dalle ajourée							
		100	Dalle non ajourée	-118	-98	-87	-78	-71	-32	21
			Dalle ajourée							
		170	Dalle non ajourée	-118	-102	-96	-89	-87	-58	-31
			Dalle ajourée							
		240	Dalle non ajourée	-143	-131	-126	-125	-126	-109	-100
			Dalle ajourée							
		310	Dalle non ajourée	-167	-155	-152	-151	-154	-136	-129
			Dalle ajourée							
		380	Dalle non ajourée	-173	-158	-158	-156	-158	-143	-136
			Dalle ajourée							
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-3	-101	-86	-73	-59	-8	82
			Dalle ajourée	-3	-98	-83	-69	-56	-3	88
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-181	-157	-146	-136	-128	-81	-17
			Dalle ajourée	-5	-141	-132	-121	-114	-68	-8
		170	Dalle non ajourée	-148	-131	-121	-115	-110	-78	-43
			Dalle ajourée							
		210	Dalle non ajourée	-153	-136	-129	-127	-124	-100	-84
			Dalle ajourée	--	-130	-124	-119	-116	-92	-78
		280	Dalle non ajourée	-171	-157	-154	-154	-154	-137	-128
			Dalle ajourée							
		350	Dalle non ajourée	-184	-168	-165	-164	-165	-148	-138
			Dalle ajourée							
		420	Dalle non ajourée	-169	-153	-152	-151	-151	-136	-128
			Dalle ajourée							
		500	Dalle non ajourée	-138	-126	-125	-123	-125	-113	-106
			Dalle ajourée							

Tableau A.13. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle non revêtue (Axe BB') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 1 - Axe CC'										
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
				CH 47	**CH 48**	**CH 49**	**CH 50**	**CH 51**	**J 52**	**J 53**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-98	-79	-66	-55	-44	-4	73
			Dalle ajourée							
	Néoprène		Dalle non ajourée							
			Dalle ajourée	-78	-63	-51	-42	-33	4	71
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-84	-66	-52	-40	-32	11	80
			Dalle ajourée							
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-42	-27	-15	-6	3	43	106
			Dalle ajourée							
		50	Dalle non ajourée	-19	-8	0	7	13	43	83
			Dalle ajourée							
		100	Dalle non ajourée	-6	1	9	14	20	43	72
			Dalle ajourée							
		170	Dalle non ajourée	-10	-5	-1	2	4	16	26
			Dalle ajourée							
		240	Dalle non ajourée	-40	-36	-34	-32	-32	-27	-31
			Dalle ajourée							
		310	Dalle non ajourée	-86	-81	-79	-78	-79	-74	-77
			Dalle ajourée							
		380	Dalle non ajourée	-128	-121	-116	-110	-113	-103	-105
			Dalle ajourée							
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-46	-35	-27	-20	-14	11	61
			Dalle ajourée	-48	-38	-30	-16	-16	9	58
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-26	-22	-17	-13	-13	0	19
			Dalle ajourée	-35	-32	-28	-28	-23	-9	7
		170	Dalle non ajourée	-28	-24	-23	-22	-22	-17	-15
			Dalle ajourée							
		210	Dalle non ajourée	-48	-46	-44	-43	-43	-41	-43
			Dalle ajourée	-51	-48	-47	-47	-47	-42	-45
		280	Dalle non ajourée	-69	-66	-65	-63	-65	-63	-70
			Dalle ajourée							
		350	Dalle non ajourée	-88	-85	-82	-80	-83	-79	-85
			Dalle ajourée							
		420	Dalle non ajourée	-94	-89	-86	-83	-85	-80	-86
			Dalle ajourée							
		500	Dalle non ajourée	-85	-80	-77	-75	-76	-72	-75
			Dalle ajourée							

Tableau A.14. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle non revêtue (Axe CC') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 1 - Axe CC'										
Type de chargement	Type d'interface	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
				CH 60	**CH 59**	**CH 58**	**CH 57**	**CH 56**	**J 55**	**J 54**
Plaque type A (45 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-99	-82	-73	-61	-53	-13	65
			Dalle ajourée							
	Néoprène		Dalle non ajourée							
			Dalle ajourée	-77	-63	-56	-49	-42	-10	59
Plaque type C (60 kN)	Caoutchouc		Dalle non ajourée	-39	-26	-15	-6	6	48	124
			Dalle ajourée							
Deux plaques type A (90 kN)	Caoutchouc	5	Dalle non ajourée	-57	-43	-37	-28	-23	10	67
			Dalle ajourée							
		50	Dalle non ajourée	-55	-44	-37	-29	-22	8	52
			Dalle ajourée							
		100	Dalle non ajourée	-48	-38	-33	-26	-22	3	35
			Dalle ajourée							
		170	Dalle non ajourée	-48	-41	-37	-33	-28	-15	-3
			Dalle ajourée							
		240	Dalle non ajourée	-76	-69	-68	-65	-64	-59	-59
			Dalle ajourée							
		310	Dalle non ajourée	-108	-100	-101	-98	-98	-93	-94
			Dalle ajourée							
		380	Dalle non ajourée	-116	-110	-111	-106	-108	-101	-103
			Dalle ajourée							
Roue de camion (45kN)			Dalle non ajourée	-24	-17	-12	-8	1	22	73
			Dalle ajourée	-18	-11	-6	-1	5	26	76
Deux roues de camion (90 kN)		100	Dalle non ajourée	-27	-24	-22	-21	-18	-9	9
			Dalle ajourée	-12	-11	-8	-8	-5	3	17
		170	Dalle non ajourée	-29	-24	-27	-25	-24	-21	-18
			Dalle ajourée							
		210	Dalle non ajourée	-34	-29	-32	-31	-32	-33	-38
			Dalle ajourée	-23	-22	-23	-23	-24	-24	-30
		280	Dalle non ajourée	-49	-46	-47	-46	-50	-51	-63
			Dalle ajourée							
		350	Dalle non ajourée	-63	-59	-62	-60	-64	-63	-73
			Dalle ajourée							
		420	Dalle non ajourée	-69	-66	-68	-65	-66	-65	-74
			Dalle ajourée							
		500	Dalle non ajourée	-68	-64	-64	-60	-64	-61	-66
			Dalle ajourée							

Tableau A.15. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle non revêtue (Axe CC') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 2 - Axe BB'							
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage				
			CH 54	**CH 55**	**CH 56**	**CH 57**	**CH 58**
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	-72	-53	-40	-30	-23
		Après injection	-155	-130	-115	-102	-91
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	-129	-98	-75	-56	-40
		Après injection	-186	-151	-126	-108	-90
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection					
		Après injection	-125	-85	-56	-33	-15
	50	Avant injection					
		Après injection	-93	-58	-32	-12	5
	100	Avant injection	-10	13	32	47	59
		Après injection	-18	0	15	100	76
	170	Avant injection					
		Après injection	-77	-51	-32	-16	0
	240	Avant injection					
		Après injection	-88	-67	-51	-38	-24
	310	Avant injection					
		Après injection	-98	-80	-66	-55	-43
	380	Avant injection	-81	-66	-56	-47	-37
		Après injection	-78	-63	-52	-45	-36
Roue de camion (45kN)		Avant injection	-143	-113	-94	-77	-62
		Après injection	-144	-115	-96	-80	-65
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	-79	-52	-33	-17	-2
		Après injection	-90	-62	-42	-25	-11
	170	Avant injection					
		Après injection	-70	-47	-30	-16	-3
	240	Avant injection					
		Après injection	-75	-53	-39	-26	-13
	310	Avant injection					
		Après injection	-80	-62	-50	-40	-31
	380	Avant injection	-94	-79	-67	-57	-46
		Après injection	-85	-71	-61	-54	-44

Tableau A.16. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe BB') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 2 - Axe BB'									
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
			CH 68	**CH 67**	**CH 66**	**CH 65**	**CH 64**	**J 63**	**J 62**
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-156	-129	---	---	-88	-63	56
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-175	-141	---	---	-85	-61	77
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection							
		Après injection	-105	-76	---	---	-26	-22	99
	50	Avant injection							
		Après injection	-88	-62	---	---	-19	-10	87
	100	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-67	-44	---	---	-4	1	77
	170	Avant injection							
		Après injection	-62	-41	---	---	---	-7	57
	240	Avant injection							
		Après injection	-74	-56	---	---	---	-23	35
	310	Avant injection							
		Après injection	-90	-72	---	---	-45	-33	---
	380	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-70	-55	---	---	-37	-26	---
Roue de camion (45kN)		Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-149	-124	---	---	-82	-51	53
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-86	-63	---	---	-27	-11	69
	170	Avant injection							
		Après injection	-68	-49	---	---	-17	-4	55
	240	Avant injection							
		Après injection	-68	-51	---	---	-25	-9	37
	310	Avant injection							
		Après injection	-72	-57	---	---	-35	-21	28
	380	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-86	-72	---	---	-54	-33	12

Tableau A.17. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe BB') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure NORD pour le CORPS D'EPREUVE 2 - Axe CC'							
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage				
			CH 69	CH 70	CH 71	CH 72	CH 73
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	-38	-31	-25	-18	-13
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	-42	-32	-23	-14	-6
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection					
		Après injection	-19	-9	1	9	17
	50	Avant injection					
		Après injection	-1	7	15	22	28
	100	Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	7	15	21	26	31
	170	Avant injection					
		Après injection	5	12	17	21	25
	240	Avant injection					
		Après injection	-7	-2	3	6	10
	310	Avant injection					
		Après injection	-18	-13	-9	-5	-2
	380	Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	-20	-16	-12	-8	-5
Roue de camion (45kN)		Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	-26	-20	-14	-8	-3
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	10	15	19	24	27
	170	Avant injection					
		Après injection	6	11	14	18	20
	240	Avant injection					
		Après injection	3	7	11	13	15
	310	Avant injection					
		Après injection	-5	-1	2	6	8
	380	Avant injection	---	---	---	---	---
		Après injection	-19	-16	-12	-9	-6

Tableau A.18. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe CC') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 2 - Axe CC'									
Type de chargement	Ecartement (mm)		Au-dessous de la tôle de platelage						
			CH 83	**CH 82**	**CH 81**	**CH 80**	**CH 79**	**J 78**	**J 77**
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	---	-22	-18	-12	-8	17	56
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	---	-24	-18	-10	-4	26	73
Deux plaques type A (90 kN)	5	Avant injection							
		Après injection	---	-1	5	14	22	52	91
	50	Avant injection							
		Après injection	---	6	12	20	26	50	83
	100	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-1	14	20	26	32	51	76
	170	Avant injection							
		Après injection	4	16	21	27	31	46	---
	240	Avant injection							
		Après injection	-3	5	9	13	18	31	---
	310	Avant injection							
		Après injection	-9	-7	-3	1	5	19	---
	380	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	-13	-7	-4	2	5	18	---
Roue de camion (45kN)		Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	---	-16	-13	-8	-4	16	49
Deux roues de camion (90 kN)	100	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	7	19	23	30	32	48	71
	170	Avant injection							
		Après injection	2	14	17	23	25	39	---
	240	Avant injection							
		Après injection	0	8	11	16	18	31	---
	310	Avant injection							
		Après injection	-3	1	4	8	11	24	---
	380	Avant injection	---	---	---	---	---	---	---
		Après injection	---	-13	-11	-7	-4	9	---

Tableau A.19. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe CC') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 3 - Axe CC'						
Type de chargement	Ecartement (mm)	Au-dessous de la tôle de platelage				
		CH 50	CH 49	CH 48	CH 47	CH 46
Plaque type A (45 kN)	Néoprène	-77	-62	-51	-41	-36
Plaque type C (60 kN)	Néoprène	-76	-59	-47	-32	-25
Deux plaques type A (90 kN)	5	-54	-38	-27	-16	-6
	50	-40	-27	-18	-8	-1
	100	-27	-17	-10	-2	3
	170	-41	-34	-30	-24	-24
	240	-71	-66	-62	-58	-58
	310	-90	-84	-80	-74	-77
	380	-102	-96	-93	-86	-87
Roue de camion (45k)		-38	-28	-22	-16	-11
Deux roues de camion (90 kN)	100	-40	-34	-30	-27	-25
	170	-60	-55	-52	-50	-48
	240	-62	-60	-58	-58	-57
	310	-76	-73	-71	-69	-71
	380	-83	-79	-77	-74	-76

Tableau A.20. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe CC') en µm/m*

Déformations au voisinage du cordon de soudure SUD pour le CORPS D'EPREUVE 4 - Axe BB'										
Type de chargement	Ecartement (mm)	Au-dessous de la tôle de platelage							Latérale auget	
		CH 39	CH 40	CH 41	CH 42	CH 43	J 44	J 45	J 38	J 37
Plaque type A (45 kN) 29/09/2010	Néoprène	-20	-14	-6	-1	5	28	54	-108	-95
Plaque type C (60 kN) 29/09/2010	Néoprène	-9	-2	5	11	17	43	73	-130	-115
Deux plaques type A (90 kN)	5	19	28	33	39	44	67	89	-156	-138
	50	15	23	27	33	38	59	83	-143	-126
	100	19	26	30	35	39	56	72	-129	-113
	170	14	21	26	30	34	48	59	-109	-94
	240	4	10	15	19	24	38	47	-91	-79
	310	-4	1	7	11	15	30	39	-74	-64
	380	-16	-11	-4	0	5	20	29	-56	-48
Roue de camion (45kN) 23/09/2010		-7	-2	2	8	12	31	56	-92	-81
Deux roues de camion (90 kN)	100	3	8	14	19	23	42	62	-106	-91
	170	-5	0	6	11	14	32	49	-89	-76
	240	-10	-6	1	5	9	26	41	-74	-63
	310	-17	-12	-6	-2	3	18	33	-57	-48
	380	-23	-19	-12	-8	-4	12	26	-42	-36

Tableau A.21. *Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans la latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 12 mm revêtue de BFUP (Axe BB') en µm/m*

Annexe 11 – Calcul d'incertitude

1. Calcul d'incertitude sur les mesures extrapolées pour obtention de la contrainte géométrique au point chaud

Le schéma d'extrapolation est toujours le même, nous prenons des valeurs de déformation mesurées à une distance p_1 et à une distance p_2 du pied de cordon de soudure pour en déduire la valeur extrapolée.
Nommons les valeurs mesurées m_1 et m_2 (Figure A.64).

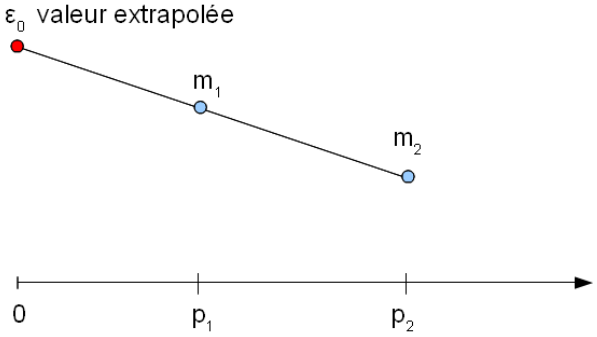


Figure A.64. *Principe de l'extrapolation près des cordons de soudure*

La valeur de déformation extrapolée est alors égale à :

$$\varepsilon_0 = \frac{p_2.m_1 - p_1.m_2}{p_2 - p_1} \tag{93}$$

Les valeurs mesurées des déformations m_1 et m_2 dépendent non seulement de la mesure elle-même que nous appellerons respectivement x_1 et x_2, mais aussi de la force F appliquée. Nous supposerons m_1 et m_2 proportionnelles à la force appliquée. Nous avons donc :

$$m_1 = g(x_1, F) \tag{94}$$

avec $\frac{\partial g}{\partial x_1} = 1$ et $\frac{\partial g}{\partial F} = \frac{g(x_1, F)}{F}$.

La valeur extrapolée est une fonction de p_1,p_2, x_1, x_2 et de la charge F appliquée :

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0(p_1, p_2, x_1, x_2, F) \tag{95}$$

L'écart type de la variable ε_0, mesure extrapolée en fonction de l'écart type des variables P_1, P_2, X_1, X_2 et F est alors :

$$\sigma(\varepsilon_0) = \sqrt{\left|\frac{\partial \varepsilon_0}{\partial p_1}\right|^2 .\sigma(P_1)^2 + \left|\frac{\partial \varepsilon_0}{\partial p_2}\right|^2 .\sigma(P_2)^2 + \left|\frac{\partial \varepsilon_0}{\partial x_1}\right|^2 .\sigma(X_1)^2 + \left|\frac{\partial \varepsilon_0}{\partial x_2}\right|^2 .\sigma(X_2)^2 + \left|\frac{\partial \varepsilon_0}{\partial F}\right|^2 .\sigma(F)^2} \quad (96)$$

$$\sigma(\varepsilon_0) = \sqrt{\begin{array}{l}\left(\frac{p_2(m_1 - m_2)}{(p_2 - p_1)^2}\right)^2 .\sigma(P_1)^2 + \left(\frac{p_1(m_2 - m_1)}{(p_2 - p_1)^2}\right)^2 .\sigma(P_2)^2 + \left(\frac{p_2}{p_2 - p_1}\right)^2 .\sigma(X_1)^2 + \\ + \left(\frac{-p_1}{p_2 - p_1}\right)^2 .\sigma(X_2)^2 + \left(\frac{p_2 m_1 - p_1 m_2}{(p_2 - p_1).F}\right)^2 .\sigma(F)^2\end{array}} \quad (97)$$

Nous supposons ici les variables aléatoires indépendantes.

Supposant que les variables aléatoires P_1, P_2, X_1, X_2 et F ont une distribution uniforme sur un certain intervalle, respectivement : ΔP_1, ΔP_2, ΔX_1 et ΔX_2 et ΔF leur écart type est alors égal à :

$$\sigma(P_1) = \frac{\Delta P_1}{\sqrt{12}} \; ; \; \sigma(P_2) = \frac{\Delta P_2}{\sqrt{12}} \; ; \; \sigma(X_1) = \frac{\Delta X_1}{\sqrt{12}} \; ; \; \sigma(X_2) = \frac{\Delta X_2}{\sqrt{12}} \; ; \; \sigma(F) = \frac{\Delta F}{\sqrt{12}}$$

Ces intervalles sont estimés respectivement à :

- 0,5 mm pour la position absolue d'une jauge (ΔP_1 et ΔP_2) ;
- 5 µm/m pour la mesure de déformation par une jauge (ΔX_1 et ΔX_2) ;
- 0,005 F pour la force.

Les écart-types correspondants sont donc :

- 0,144 mm pour la position absolue d'une jauge ($\sigma(P_1)$ et $\sigma(P_2)$) ;
- 1,44 µm/m pour la mesure de déformation par une jauge. ($\sigma(M_1)$ et $\sigma(M_2)$) ;
- $\frac{0{,}005}{\sqrt{12}} F$ pour la force appliquée sur le corps d'épreuve.

L'indépendance des variables aléatoires est vraie dans le cas des interpolations CECA puisque les deux jauges sont posées indépendamment.

Dans le cas des extrapolations IIS, ce n'est plus vrai puisque les deux jauges appartiennent à une même chaînette. La différence de positionnement entre les deux jauges $c = p_2 - p_1$ est alors connue beaucoup plus précisément (disons 0,1 mm).

Exprimons alors l'extrapolation en fonction de cette différence de positionnement.

$$\varepsilon_0 = \frac{(p_1 + c).m_1 - p_1.m_2}{c} \tag{98}$$

L'écart type de ε_0 vaut alors :

$$\sigma(\varepsilon_0) = \sqrt{\left(\frac{(m_1 - m_2)}{(c)}\right)^2.(\sigma P_1)^2 + \left(\frac{p_1(m_2 - m_1)}{(c)^2}\right)^2.(\sigma C)^2 + \left(\frac{p_1 + c}{c}\right)^2.(\sigma M_1)^2 + \left(\frac{p_1}{c}\right)^2.(\sigma M_2)^2 + \left(\frac{p_2 m_1 - p_1 m_2}{(p_2 - p_1).F}\right)^2.(\sigma F)^2} \tag{99}$$

L'intervalle sur lequel la variable aléatoire C (différence de positionnement entre deux jauges d'une même chaînette) a une répartition uniforme de probabilité peut être estimé à :

- 0,1 mm, valeur pour « ΔC ».

L'écart-type correspondant est donc :

- 0,029 mm, valeur pour « σ_C ».

2. Calcul d'incertitude sur les durées de vie

Comme expliqué au chapitre 4, l'endommagement D_i créé par un cas de charge i (par exemple, plaque type A : 35 kN) dépend de la contrainte extrapolée due à ce cas de charge i et peut donc s'exprimer sous la forme $D_i(\sigma_i)$ ou directement à partir de la déformation extrapolée $D_i(\varepsilon_i)$ (ε_i correspond à ε_0 dans le paragraphe précédent).

L'endommagement créé par un camion moyen composé de n_i cas de charge i, s'exprimera sous la forme :

$$D = \sum_i n_i D_i \tag{100}$$

Le calcul de durée de vie doit tenir compte des incertitudes sur le positionnement des jauges, les mesures des jauges. L'erreur éventuelle sur le positionnement des jauges ne dépend pas du cas de charge testé, les valeurs des variables aléatoires P1 et P2 (ou C) ne peuvent donc pas être considérées comme des tirages indépendants à chaque cas de charge testé. Nous considèrerons en revanche que les mesures des jauges et les mesures de la force F exercée peuvent être considérées comme des tirages indépendants à chaque cas de charge testé.

La variance de l'endommagement dû à un véhicule est donc :

$$Var(D) = 0{,}5^2 \times \left\{ \begin{array}{l} \left(\sum_i n_i \frac{\partial D_i}{\partial \varepsilon_i} \frac{\partial \varepsilon_i}{\partial p_1} \right)^2 \text{var}(P_1) + \left(\sum_i n_i \frac{\partial D_i}{\partial \varepsilon_i} \frac{\partial \varepsilon_i}{\partial p_2} \right)^2 \text{var}(P_2) + \sum_i \left(n_i \frac{\partial D_i}{\partial \varepsilon_i} \frac{\partial \varepsilon_i}{\partial x_1} \right)^2 \text{var}(X_1) + \\ + \sum_i \left(n_i \frac{\partial D_i}{\partial \varepsilon_i} \frac{\partial \varepsilon_i}{\partial x_2} \right)^2 \text{var}(X_2) + \sum_i \left(n_i \frac{\partial D_i}{\partial \varepsilon_i} \frac{\partial \varepsilon_i}{\partial F} \right)^2 \text{var}(F) \end{array} \right\} \quad (101)$$

La variance de la durée de vie est donc de :

$$Var(T_{ruine}) = \left(\frac{1}{2.10^6 (D)^2} \right)^2 . \text{var}(D) \quad (102)$$

Annexe 12 – Indicateurs environnementaux de l'étude ACV : données d'inventaires et sources

1. Indicateurs environnementaux

ENERGIE PRIMAIRE TOTALE

L'indicateur d'énergie primaire représente le total des consommations (en MJ) de ressources énergétiques. Il s'agit donc d'un indicateur environnemental global. Pour convertir un flux de ressources (kg) en énergie (MJ) il faut connaître l'énergie qui peut être extraite de cette ressource par unité de masse. On utilise alors :

- le pouvoir calorifique inférieur (PCI) pour les combustibles conventionnels (carburants fossiles et biomasse), soit l'énergie qui est dégagée par la combustion du carburant, excepté l'énergie de condensation des fumées ;
- L'énergie gravitationnelle pour l'énergie hydraulique (barrages) ;
- Le "burn up rate" pour le minerai d'uranium : l'énergie électrique produite avec 1 kg d'uranium (en l'état actuel des technologies utilisées pour les filières nucléaires).

Ces choix sont ceux recommandés par la norme FD P01-015 [68]. Ils représentent l'énergie disponible à partir d'une ressource énergétique, avec les techniques actuelles.

ECHELLES D'AGRÉGATION

Les phénomènes quantifiés par les indicateurs ci-après correspondent à des échelles spatiales et temporelles très différentes :

- **Echelle locale** : on parle de pollution de proximité. L'échelle de temps associée est de l'ordre de quelques heures. Les problèmes de toxicité sont en général considérés comme des problèmes locaux ;
- **Echelle régionale** (région, pays, continent) : il s'agit de pollution à longue distance, pour lesquelles les constantes de temps sont de l'ordre de plusieurs jours. Les problèmes d'acidification, d'eutrophisation et de pollution photochimique sont des problèmes régionaux ;
- **Echelle globale** : c'est la pollution planétaire dont l'échelle de temps se mesure en années. L'effet de serre, l'amincissement de la couche d'ozone sont des problèmes planétaires.

Plus un problème est à grande échelle, plus il est facile de le quantifier dans l'approche ACV. Les problèmes de toxicité à échelle très locale sont quant à eux difficiles à traiter. Il n'existe pas ou peu de

consensus scientifique relativement à leur prise en compte. L'échelle n'est pas le seul facteur : la formation d'ozone photochimique pose des difficultés de prise en compte en raison des processus chimiques complexes en jeu.

EFFET DE SERRE À 100 ANS

La problématique environnementale est relativement connue du grand public, car très médiatisée. Le potentiel de réchauffement climatique planétaire correspond à l'accumulation dans l'atmosphère de gaz à effet de serre contribuant à une augmentation de la température moyenne sur la planète. Les conséquences sont nombreuses : augmentation du niveau des mers, modification des écosystèmes etc. pour les conséquences directes ; mise en danger de la biodiversité, voire crise biologique majeure pour les conséquences potentielles indirectes.

Au niveau mondial, le dioxyde de carbone (74,2 %), le méthane (10,5 %) et le protoxyde d'azote (12,7 %) sont les principaux contributeurs [215] au réchauffement climatique.

La Figure A.65 présente les scénarios de changements climatiques projetés par le Groupe d'Experts Intergouvernamental sur l'Évolution du Climat [216].

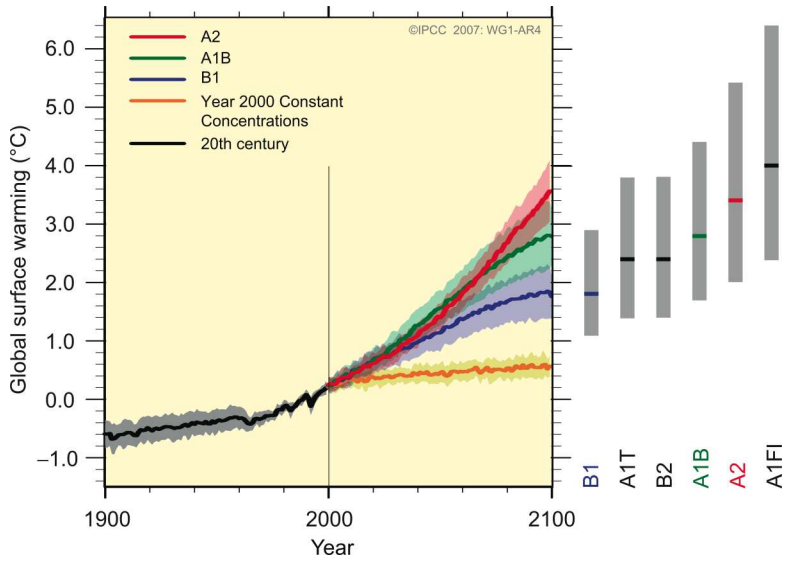


Figure A.65. *Scénarios de changements climatiques projetés par le GIEC*

L'indicateur d'effet de serre ou potentiel de réchauffement climatique global (PRG) est calculé ainsi :

$$\text{Indicateur} = \sum_{i} \left(\text{quantité}_i \times \text{Pouvoir de réchauffement global}_i \right) \quad (103)$$

Le calcul de l'indicateur d'effet de serre est une pondération de chaque substance concernée par son pouvoir de réchauffement global, défini par l'IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change). Les substances émises dans l'air contribuent plus ou moins au changement climatique ; leur pouvoir de réchauffement global quantifie leur contribution par rapport à une valeur de référence : le dioxyde de

carbone. Toutefois, les différents gaz n'ont pas la même durée de vie dans l'air : certains disparaissent vite (vapeur d'eau en moins d'un an, méthane en 10 à 15 années) et d'autres restent bien plus longtemps (les CF4 : 50 000 ans). Le dioxyde de carbone a une durée de séjour d'environ 200 ans. Par conséquent, le pouvoir de réchauffement global dépend de l'horizon temporel considéré : le PRG d'un kg de méthane est de 62 kg éq. CO_2 pour le réchauffement à 20 ans, et de 7 kg éq. CO_2 pour le réchauffement à 500 ans. Ici, nous considérons un horizon de 100 ans, qui est une échelle de temps moyenne représentative du phénomène d'effet de serre. Le Tableau A.22 donne un aperçu de quelques uns des PRG à 100 ans.

Flux	**Formule chimique**	**PRG (en kg éq. CO_2)**
Méthane	CH_4	23
Dioxyde de carbone	CO_2	1
Protoxyde d'azote	N_2O	296
CFC 12 (bannis cf. ozone)	CCl_2F_2	10 600

Tableau A.22. *Aperçu de quelques coefficients de « potentiel de réchauffement global »*

ACIDIFICATION ATMOSPHÉRIQUE

La pollution acide qui conduit au phénomène des pluies acides est liée aux polluants acides de type SO_2, NO_x, NH_3, HCl, HF émis par les activités anthropiques et qui retombent en partie à proximité des sources d'émission, mais aussi à des centaines, voire des milliers de kilomètres. Pendant le transport en atmosphère, ces polluants se transforment ; SO_2, NO_x réagissent et forment respectivement sulfates (SO_4^{2-}) et nitrates (NO_3^{2-}) dans le cas où l'atmosphère est sèche, ou acide sulfurique (H_2SO_4) et acide nitrique (HNO_3) dans le cas où l'atmosphère est humide.

Historiquement, le problème est apparu à l'ère industrielle sous la forme de « brouillards » persistants sur les grandes agglomérations (le smog à Londres). Les oxydes de soufre furent identifiés comme principaux responsables. Dans les années 1970, l'acidification des lacs fut observée en Scandinavie et au Canada. Le pH des eaux est devenu acide entraînant des modifications importantes de la faune piscicole. La baisse du pH provoque la mise en solution de métaux contenus naturellement dans le sol, comme l'aluminium, toxique à l'état dissous pour la presque totalité des organismes vivants. Les pluies acides ont un pH compris entre 3 et 4. On observe également des impacts sur les sols, les matériaux de construction et la santé humaine. Mais c'est surtout l'impact sur les forêts de conifères qui a alerté l'opinion publique : une grande proportion des arbres ont perdu de 10% à 20% de leur feuillage (Figure A.66). En 1985, cette proportion était de : 25% en France, 33% en Allemagne, 15% au Luxembourg, 40% aux Pays-Bas ou encore 26% en Suisse.

Figure A.66. *Conséquences des pluies acides en République Tchèque*

L'indicateur environnemental représentant le potentiel d'acidification atmosphérique est calculé ainsi :

$$\text{Indicateur} = \sum_{i} \left(\text{quantité}_i \times \text{Potentiel d'acidification}_i \right) \quad (104)$$

L'unité retenue pour évaluer la contribution d'une substance est le potentiel d'acidification, défini par le CML (Institut de recherche en Sciences environnementales de l'Université de Leiden) [217]. Les substances concernées sont celles susceptibles d'être transformées en substances acides suite à une réaction chimique avec d'autres composés dans l'atmosphère. Le dioxyde de soufre (SO_2) est l'élément de référence (coefficient 1). Les autres substances présentent un potentiel fonction de la quantité d'acide potentiellement produit lors des réactions atmosphériques, par kg de substance émise. Le Tableau A.23 présente quelques exemple de coefficients d'acidification pour les substances les plus courantes (source : norme NF P01-010 [139] et CML [217]).

Flux	**Formule chimique**	**Potentiel d'acidification (en kg éq. SO_2)**
Dioxyde d'azote	NO_2	0,70
Ammoniac	NH_3	1,88
Dioxyde de soufre	SO_2	1,00
Chlorure d'hydrogène	HCl	0,88
Acide Fluorhydrique	HF	1,60
Acide phosphorique	H_3PO_4	0,98

Tableau A.23. *Aperçu de quelques coefficients de potentiel d'acidification*

EPUISEMENT DES RESSOURCES NATURELLES

La consommation des ressources naturelles représente un risque évident pour les générations futures : l'épuisement à terme. Indirectement, cela peut mener à des désordres géopolitiques importants, face à des populations incapables de subvenir à leurs besoins.

La perspective de consommation de ressources énergétiques sous hypothèse d'un maintien de la croissance de la consommation à 2% [218] est présentée dans la Figure A.67 (représentation du graphique « années-consommation » en Gigatonnes équivalente pétrole).

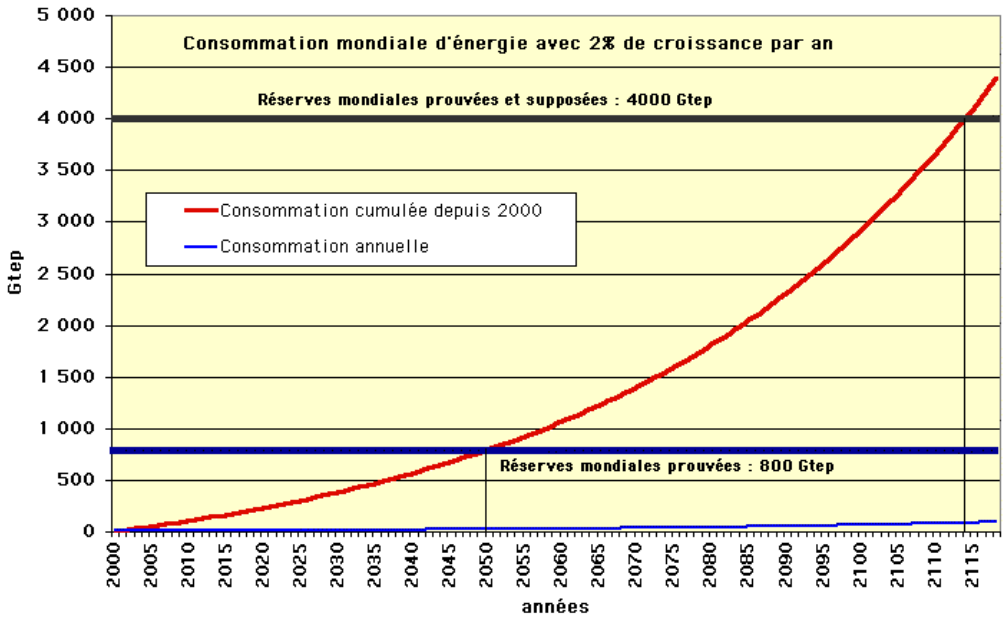


Figure A.67. *Perspective de consommation de ressources énergétiques*

L'indicateur du potentiel d'épuisement des ressources naturelles est calculé ainsi :

$$\text{Indicateur} = \sum_i \left(\text{quantité}_i \times \text{Coef ADP}_i\right) \tag{105}$$

L'unité retenue pour évaluer la contribution d'une substance est le potentiel d'épuisement des ressources », défini par le CML pour chaque ressource (minérale et énergétique). Ces coefficients sont inversement proportionnels à la quantité de réserve connue disponible sur la planète pour chaque ressource ainsi qu'au nombre d'années de réserve connues qu'il nous reste, au rythme où nous consommons ces ressources. Ils sont calculés relativement à une ressource de référence : l'antimoine.

$$\text{Coef ADP}_i = \left\{\frac{\text{Rythme d'extraction (kg/an)}}{(\text{réserves mondiale (kg)})^2}\right\}_i \Big/ \left\{\frac{\text{Rythme d'extraction}}{(\text{réserves mondiale})^2}\right\}_{\text{antimoine}} \tag{106}$$

Le Tableau A.24 donne les coefficients pour quelques ressources. Ces coefficients représentent la « rareté » relative des ressources les unes par rapport aux autres.

Flux	Formule chimique	Potentiel d'épuisement des ressources (en kg éq. antimoine)
Antimoine	Sb	1
Charbon	/	0.0134
Platine	Pt	1.29
Silice	SiO_2	$2.99x10^{-11}$

Tableau A.24. *Aperçu de quelques coefficients de potentiel d'épuisement des ressources*

FORMATION D'OZONE PHOTOCHIMIQUE

La pollution photochimique (ou pollution photo oxydante) est un ensemble de phénomènes complexes qui conduisent à la formation d'ozone et d'autres composés oxydants (peroxyde d'hydrogène, aldéhydes, peroxy acétyl nitrate ou PAN), à partir de polluants primaires (appelés précurseurs) : oxydes d'azote et composés organiques volatils (COV), et d'énergie apportée par le rayonnement Ultra Violet (UV) solaire. Ces phénomènes ont lieu dans les couches d'air proches du sol et dans la troposphère. Il est essentiel de distinguer l'ozone formé au sol et connu pour ses effets néfastes sur la santé humaine et sur les végétaux, de l'ozone de la stratosphère (19-30 km d'altitude), qui au contraire nous protège du rayonnement UV solaire.
De façon surprenante, les concentrations d'ozone mesurées en campagne sont parfois plus élevées que celles mesurées près des sources, en agglomération. En effet, en ville, les émissions de NO (liées au trafic notamment) sont élevées. L'ozone est détruit par le NO qui agit comme un puits d'ozone en le consommant. Si le nuage de polluants formé sur la ville se déplace à la campagne, où les émissions de NO sont moindres, les concentrations d'ozone augmentent puisque l'ozone n'est plus consommé. La pollution photochimique est un phénomène caractéristique des situations estivales anticycloniques.
L'ozone a des effets sur la santé humaine, les écosystèmes forestiers et agricoles, de plus ce phénomène de pollution photo oxydante est intimement lié à celui des pluies acides.

La modélisation de la création d'ozone photochimique est difficile. Il n'existe pas de consensus scientifique global sur cet indicateur. Nous utilisons ici l'indicateur proposé par le CML. L'indicateur utilisé dans les FDES n'est pas exactement le même.

$$\text{Indicateur} = \sum_{i} \left(\text{quantité}_i \times \text{Potentiel de création d'ozone}_i \right) \quad (107)$$

L'unité retenue pour évaluer la contribution d'une substance est le potentiel de création d'ozone photochimique, défini par le CML. L'éthylène (C_2H_4) est la substance de référence à partir de laquelle sont estimées les pondérations.

2. Les données d'inventaires et les sources

Les données d'inventaire utilisées pour toute l'étude ACV se trouvent dans le Tableau A.25, ainsi que leurs 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 1MJ 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

Tableau A.25. *Sources des données d'inventaire de cycle de vie*

Liste des figures

Figure 1. Tablier à dalle orthotrope : sites d'amorçage des fissures de fatigue [50] 15
Figure 1.1. 1) Système « battle deck » ; 2) Système platelage – grill de poutre, profils T soudés [110] 22
Figure 1.2. Viaduc de Millau (photo octobre 2009) et Pont Gustave Flaubert (photo septembre 2007) 23
Figure 1.3. Différents types de raidisseurs des tabliers à dalles orthotropes [4] 23
Figure 1.4. Configuration type d'un tablier à dalle orthotrope [110] 25
Figure 1.5. 1) Fissure dans le cordon d'attache d'un auget discontinu [127] ; 2) Pont de la RD201 26
Figure 1.6. Influence de la préparation de bord de la tôle de l'auget [15] 27
Figure 1.7. Paramètres géométriques de la soudure du détail auget – tôle de platelage 27
Figure 1.8. Auget biseauté utilisé sur le pont de la Severn [199] 28
Figure 1.9. Localisation des découpes du VMD mis à disposition par le CNPS [208] 29
Figure 1.10. Complexe couche d'étanchéité – roulement pour les platelages métalliques [127] [128] 31
Figure 1.11. Facteurs de réduction de contrainte d'une dalle orthotrope revêtue de BB [50] 32
Figure 1.12. Fissurations du revêtement dues aux flexions : négative (1) et positive (2) [128] 32
Figure 1.13. Répartition des déformations dans l'épaisseur des enrobés [89] 33
Figure 1.14. Fissuration et arrachement sur les complexes minces [127] 34
Figure 1.15. Résultats de l'essai de flexion 5 points sur le matériau Orthochape® [90] [91] [92] [142 34
Figure 1.16. Comportement type des enrobés bitumineux [59] 35
Figure 1.17. Courbes maîtresses de $|E^*|$ pour T_{ref} = 10°C sur le matériau Orthochape® [149] [152] 36
Figure 1.18. Mise en œuvre et compactage de l'Orthochape® sur le Viaduc de Millau [91] [92] 36
Figure 1.19. Le comportement « out-of-plane » de la liaison auget-pièce de pont [110] 38
Figure 1.20. Système III - déformations de flexion locale du tablier : superposition des effets du chargement direct et des efforts tranchants transversaux à mi-portée de la dalle [200] 39
Figure 1.21. Représentation des rigidités en flexion D_x et D_y d'une dalle orthotrope 40
Figure 1.22. Variables pour le calcul de la rigidité de flexion longitudinale (D_y) [190] 41
Figure 1.23. Système simplifié de la méthode de calcul Pelikan-Esslinger [4] 42
Figure 1.24. Première étape de la méthode Pelikan-Esslinger [4] 43
Figure 1.25. Deuxième étape de la méthode Pelikan-Esslinger [4] 43
Figure 1.26. Le produit de la somme des deux étapes de la méthode Pelikan-Esslinger [4] 44
Figure 1.27. Représentation des systèmes du modèle [57] 45

Figure 1.28. Représentation du système élastique équivalent de la méthode poutres croisées 45
Figure 1.29. Représentation des systèmes de la méthode de calcul des efforts locaux [4] 47
Figure 1.30. Diffusion de la charge due à l'effet du revêtement [203] 48
Figure 1.31.Distribution des contraintes au-dessus de la tôle de platelage pour différentes positions de chargement [88] 49
Figure 1.32. Résultats d'un modèle élastique linéaire avec une charge d'essieu de 260 kN Système de revêtement présenté dans la Figure 1.59 de la section 1.4.2 [197] 50
Figure 1.33. Sous modèle 2D en déformation plane du détail auget-tôle de platelage [203] 50
Figure 1.34. Principaux détails de fatigue d'une dalle orthotrope [119] 52
Figure 1.35. Fissures de fatigue dans la jonction auget-tôle de platelage [203] 52
Figure 1.36. Courbe S-N selon la norme NF EN 1993-1-9 [135] 53
Figure 1.37. Courbe S-N au-dessus de 10^7 cycles [96] 54
Figure 1.38. Classes de détail fixées par Eurocode 3-1-9 [135] pour la liaison auget-tôle de platelage 55
Figure 1.39. Définition des contraintes dans un assemblage soudé [119] 55
Figure 1.40. Variation des contraintes dans l'épaisseur [140] 57
Figure 1.41. 1) Position des jauges d'extensométrie de l'étude CECA [15] ; 2) Schéma d'extrapolation institut international de soudure [93] 58
Figure 1.42. Géométrie des essais CECA [15] 59
Figure 1.43. Résultats des essais expérimentaux CECA [15] 59
Figure 1.44. Courbe S-N des essais de fatigue et catégorie de détails [103] 60
Figure 1.45. Résultats des contraintes locales à proximité du cordon de soudure de la liaison auget-tôle de platelage entre pièces de ponts du modèle global proposé par [203] 62
Figure 1.46. Evolution du facteur d'intensité de contrainte en fonction de la taille de la fissure [165] 66
Figure 1.47. Corrélation entre les paramètres « C » et « m » par rapport à Gurney [165] 67
Figure 1.48. Les étapes de propagation des fissures dans un pont à dalle orthotrope [51] 68
Figure 1.49. Courbes de propagation des fissures dans la liaison auget-tôle de platelage au niveau de l'auget [102] 69
Figure 1.50. Influence de la classe de détail sur la durée de vie des ouvrages [34] 70
Figure 1.51. Influence de la taille du défaut initial sur la durée de vie des ouvrages [34] 71
Figure 1.52. Boulonnage de plaques sur une tôle de platelage (photo du LRPC de Nancy) [112] 73
Figure 1.53. Configurations des renforts en acier pour les dalles orthotropes [204] 74
Figure 1.54. Renforcement par augets remplis de mortier et augets plats additionnels [204] 74
Figure 1.55. Détail des techniques de réparation appliquées sur les tabliers à dalle orthotrope [74] 76
Figure 1.56. Application de la méthode de réparation sur le pont Calard [50] 78
Figure 1.57. Renforcement des dalles orthotropes à base de béton renforcé par des fibres d'acier et les différents types d'interfaces [131] 80

Figure 1.58. Fissures du revêtement du pont de la baie de Yokohama [131] 81
Figure 1.59. Représentation de la solution typique de revêtement des dalles orthotropes au Danemark et de la solution de renforcement proposée par [197]..... 82
Figure 1.60. 1 – Poutres de la centrale nucléaire de Cattenom [17]; 2 – Passerelle de Sherbrooke [12] 84
Figure 1.61. 1 – Pont de Bourg-lès-Valence [177]; 2 – Centre de bus de Thias, RATP [12]..... 85
Figure 1.62. Pont de Saint-Pierre La Cour : les pré-dalles de 25 mm d'épaisseur [12] 85
Figure 1.63. Mise en place des 22 voussoirs qui constituent le pont de la Chabotte [56]..... 86
Figure 1.64. 1 – Pont GSE ; 2 – Piste de l'aéroport d'Haneda [174] 86
Figure 1.65. Le pont Log Cezsoski avant la réparation et deux ans après l'application du BFUP [160] 86
Figure 1.66. Comportement en compression du BSI [170]..... 88
Figure 1.67. Loi « σ – ε » en traction adoucissante (1) et écrouissante (2) des BFUP [3] 89
Figure 1.68. Courbe de Wöhler reconstituée – essai de traction par flexion [144] 91
Figure 1.69. Courbe de Wöhler du BSI/CERACEM® [5] 92
Figure 2.1. Différentes configurations testées..... 100
Figure 2.2. 1) Usine d'Eiffel à Lauterbourg ; 2) Réception des corps d'épreuve à l'IFSTTAR Paris 102
Figure 2.3. Plan Eiffel des corps d'épreuve du projet Orthoplus 103
Figure 2.4. Détail du manque de pénétration dans l'extrémité du corps d'épreuve (supérieur à 2 mm) 104
Figure 2.5. Les configurations des éprouvettes testées en fatigue..... 106
Figure 2.6. Carte d'identité du BSI/CERACEM® (Grandeurs déterminées suivant [3]) 108
Figure 2.7. 1 – Coffrage des éprouvettes ; 2 – Coulage des éprouvettes..... 108
Figure 2.8. Mise en œuvre du BFUP sur le corps d'épreuve Orthoplus : dalle orthotrope de 10 mm 109
Figure 2.9. Positionnement de la dalle orthotrope revêtue de BFUP sur la plateforme d'essai 110
Figure 2.10. Répartition de manière globale des fissures sur la dalle orthotrope..... 110
Figure 2.11. Localisation des gonflements..... 111
Figure 2.12. Mesure du décollement sur les bords de l'élément 112
Figure 2.13. Répartition des fibres dans la maille du treillis soudé..... 112
Figure 2.14. Schéma goujon Nelson..... 113
Figure 2.15. Procédure d'injection : pose des injecteurs et remplissage du réservoir..... 114
Figure 2.16. Coulage du BSI/CERACEM® sur la dalle orthotrope de 12 mm 116
Figure 2.17. Fissure d'ouverture 0,10 mm dans la zone de reprise de bétonnage..... 116
Figure 2.18. Mise en œuvre du béton bitumineux sur la dalle orthotrope de 14 mm..... 118
Figure 2.19. Vue schématique du montage réalisé..... 119
Figure 2.20. Montage finalisé..... 119

Figure 2.21. Degrés de liberté en translation 120
Figure 2.22. Schéma réel des appuis 120
Figure 2.23. Les deux types de transmission de l'effort sur la dalle orthotrope 121
Figure 2.24. Coupe transversale des plaques métalliques type A et C sur la plaque néoprène 121
Figure 2.25. Fiches descriptives des différentes roues [209] 122
Figure 2.26. Mesure des empreintes des roues de camion 122
Figure 2.27. Schéma des quatre configurations appliquées à la structure 123
Figure 2.28. Représentation de l'écartement dans la configuration de chargement avec roues 124
Figure 2.29. Modèle de charge de fatigue 2 de l'Eurocode 1-2 [134] 125
Figure 2.30. Modèle de charge de fatigue 4 de l'Eurocode 1-2 [134] 126
Figure 2.31. Détermination du chargement de fatigue à partir de la courbe de Wöhler 127
Figure 2.32. Sections instrumentées (vue de dessous) 128
Figure 2.33. Détail des sections instrumentées AA', BB' et CC' (cotes en mm) : numérotation des voies de mesure – tôle nue 129
Figure 2.34. Positionnement des capteurs de déplacement sur le corps d'épreuve 131
Figure 2.35. Jauges bidirectionnelles collées sur la section AA' 131
Figure 2.36. Jauges de déformation positionnées au-dessous de la tôle de platelage à proximité du cordon de soudure (axe BB' du corps d'épreuve de 10 mm revêtue de BFUP). 132
Figure 2.37. Jauges de déformation positionnées au-dessous de la tôle de platelage et sur la paroi de l'auget à proximité du cordon de soudure (axe AA' du corps d'épreuve de 14 mm revêtu de BB) 133
Figure 2.38. Jauges de déformation collées au-dessus de la dalle : section AA' (région chargée) 133
Figure 2.39. Réalisation du trou sur la dalle orthotrope non revêtue 134
Figure 2.40. Capteurs de déformation à fixation magnétique mis à l'intérieur de l'auget 3 135
Figure 2.41. Localisation de l'évidement et plan d'instrumentation de l'intérieur de l'auget pour la tôle de 14 mm non revêtue 135
Figure 2.42. Capteurs à jauges fixés à l'intérieur de l'enrobé 136
Figure 2.43. Instrumentation de la surface du BFUP par des jauges bidirectionnelles 137
Figure 2.44. Instrumentation par jauge du treillis soudé du corps d'épreuve revêtue de BFUP 137
Figure 3.1. Réaction de chaque peson à l'application de la charge pour les corps d'épreuve 1, configuration 2 plaques type A écartées de 100 mm, et 3, configuration plaque simple type A 142
Figure 3.2. Réaction de chaque peson à l'application de la charge pour le corps d'épreuve 2, configuration roue de camion simple centrée 143
Figure 3.3. Vérification de l'équilibre entre force appliquée et réactions pour le corps d'épreuve 1, configuration 2 plaques type A écartées de 100 mm 144

Figure 3.4. Représentation de l'écart en force entre les 2 plaques de type A du chargement double : graphique à gauche – corps d'épreuve 1 et graphique à droite – corps d'épreuve 2 et 3 145
Figure 3.5. Différents systèmes d'application des charges doubles : corps d'épreuve 1 et 2 145
Figure 3.6. Rotule et détail couche de téflon..... 146
Figure 3.7. Appui SE, feuilles de papier glissées entre le rouleau et la face inférieure de la semelle. 146
Figure 3.8. Contact rouleau de l'appui nord ouest sur la pièce de pont 147
Figure 3.9. Appuis effectifs prenant en compte les imperfections des appuis à rouleau..... 147
Figure 3.10. Schéma statique de la poutre supportant les appuis..... 148
Figure 3.11. Schéma statique simplifié de la poutre supportant les appuis..... 149
Figure 3.12. Plan simplifié du corps d'épreuve – vue du dessus..... 152
Figure 3.13. Empreintes de la roue simple pour les 3 corps d'épreuve (charge maxi = 47 kN) 154
Figure 3.14. Relation « charge appliquée – surface » dans les cas de chargement par roues 154
Figure 3.15. Relation « force – déformation » des jauges 16, 17, 20 et 21 du corps d'épreuve 1 (Chargement plaque type A avec l'interface en caoutchouc)..... 155
Figure 3.16. Deux types d'interface testés entre la dalle et la plaque métallique : bois et sable..... 156
Figure 3.17. Relation « force – déformation » des jauges 16, 17, 20 et 21 du corps d'épreuve 1 (Chargement plaque type A avec l'interface en néoprène)..... 156
Figure 3.18. Chargement réparti lorsque la tôle n'est pas trop déformée (faible charge) et chargement concentré lorsque la tôle est très déformée (forte charge)..... 157
Figure 3.19. Modèle simplifié utilisé : représentation des deux situations « extrêmes »..... 157
Figure 3.20. Moment obtenu avec les deux chargements « extrêmes »..... 158
Figure 3.21. Moment obtenu avec variation progressive entre les deux chargements « extrêmes »... 158
Figure 3.22. Déformation au dessous de la tôle de platelage avec l'interface caoutchouc et avec interface sable..... 160
Figure 3.23. Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec l'interface bois et sans interface.. 160
Figure 3.24. Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec l'interface néoprène..... 160
Figure 3.25. Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec différents types d'interface pour une charge de 45 kN..... 161
Figure 3.26. Déformation au-dessous de la tôle de platelage avec différents types d'interface pour une charge de 90 kN et 150 kN..... 161
Figure 3.27. Vue du modèle CASTEM..... 162
Figure 3.28. Déformation au-dessous de la tôle de platelage axe AA' avec différents types de chargement « extrêmes » - modélisation aux éléments finis..... 162
Figure 3.29. Exemple de la bonne répétitivité des flèches mesurées pour les corps d'épreuve 1 et 3 164
Figure 3.30. Relation « flèche – position » pour différents cas de chargement simple pour la dalle orthotrope non revêtue (Force appliquée égale à 45 kN)..... 164

Figure 3.31. Mesures des jauges 33 et 34 sur trois essais réalisés pour le chargement roue de camion 165
Figure 3.32. Comparaison entre les mesures des jauges 31 et 32 avant et après la réalisation du trou (Configuration de charge : deux roues écartées de 100 mm) 165
Figure 3.33. Comparaison entre les mesures des jauges 31 et 32 dans le cas de charge plaque A 166
Figure 3.34. Relation « force – déformation » dans la configuration roue de camion pour la dalle orthotrope sans revêtement 166
Figure 3.35. Relation « force – déformation » dans la configuration plaque type A pour le corps d'épreuve 1 167
Figure 3.36. Relation « force – déformation » dans la configuration roue simple pour les jauges 11, 12, 13, 14, 15, 16 et 17 du corps d'épreuve sans revêtement 168
Figure 3.37. Relation « force – déformation » dans la configuration roue simple pour les jauges 29 et 30 du corps d'épreuve sans revêtement 168
Figure 3.38. Relation « force – déformation » dans la configuration plaque simple type A pour les jauges 46 et 47 du corps d'épreuve 2 169
Figure 3.39. Relation « force – flèche» pour le corps d'épreuve 1, charge d'une roue de camion, et pour le corps d'épreuve 3, charge plaque type A 169
Figure 3.40. Etapes de chargement remarquables 170
Figure 3.41. Flèches mesurées au niveau de l'axe AA' pour différents essais avec plaque A (45 kN) 171
Figure 3.42. Courbes « force – flèches mesurées » au niveau de l'axe AA' – essais du 27/07/2010 et du 29/09/2010 172
Figure 3.43. Courbes « force – flèches mesurées » dans l'axe BB' et CC' – essais du 27/07/2010 et du 29/09/2010 172
Figure 3.44. Flèche le long de l'axe AA' – essais du 27/07/2010 et du 29/09/2010 173
Figure 3.45. Flèches mesurées au niveau de l'axe AA' pour différents essais avec plaque A (45 kN) 173
Figure 3.46. Relation « flèche – position » pour les cas de chargement simple, roue à 45 kN et plaque type C à 60 kN, avant et après injection des fissure 174
Figure 3.47. Courbes « force – flèches mesurées » au niveau de l'axe AA' – essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009 175
Figure 3.48. Courbes « force – flèches mesurées » au niveau de l'axe BB' et CC' – essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009 175
Figure 3.49. Flèche le long de l'axe AA' – essais du 28/07/2009 et du 02/09/2009 175
Figure 3.50. Déformation transversale en fibre inférieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 27/07/10 et du 29/09/10 176

Figure 3.51. Déformation transversale en fibre supérieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 27/07/10 et du 29/09/10 176
Figure 3.52. Déformation transversale au niveau des jauges BD 4 (au-dessus de la tôle) et BD 18 (au-dessous de la tôle) positionnées dans l'axe de symétrie de la structure – essai plaque A 177
Figure 3.53. Position des centres de gravité de la structure tôle + BFUP dans le corps d'épreuve 4 . 177
Figure 3.54. Allure des déformations avec et sans glissement 178
Figure 3.55. Analyse graphique BD 4 – essai plaque A du 27/07/2010..... 178
Figure 3.56. Déformée sous chargement et début de déchargement 178
Figure 3.57. Déformation transversale sous la tôle au niveau de l'axe de symétrie (03/09/2010)..... 180
Figure 3.58. Déformation transversale sur la tôle au niveau de l'axe de symétrie (03/09/2010)..... 180
Figure 3.59. Déformation sur le revêtement BFUP au niveau de l'axe de symétrie (03/09/2010) 180
Figure 3.60. Evolution des déformations au niveau de la fibre inférieure de la tôle de platelage orthotrope à l'axe AA' au cours de la campagne d'essais sur le corps d'épreuve 4..... 182
Figure 3.61. Déformation transversale en fibre inférieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009 183
Figure 3.62. Déformation transversale en fibre supérieure de la tôle le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009 183
Figure 3.63. Déformation transversale de la barre inférieure du treillis le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009 184
Figure 3.64. Déformation transversale en fibre supérieure du BFUP le long de l'axe AA' sous divers niveaux de charge de la plaque A – essai du 28/07/2009 et du 02/09/2009 184
Figure 3.65. Déformation transversale au niveau des jauges BD 36 (au-dessous de la tôle) et J 14 (au-dessus de la tôle) positionnées dans l'axe de symétrie de la structure – essai plaque A..... 185
Figure 3.66. Déformation transversale au niveau des jauges J 4 (sur le treillis) et BD 22 (au-dessus du BFUP) positionnées dans l'axe de symétrie de la structure – essai plaque A 185
Figure 3.67. Relation « force – déformation » des jauges 36 et 37 dans la configuration de chargement roue de camion..... 186
Figure 3.68. Relation « force – déformation » des jauges 35 et 38 dans la configuration de chargement roue de camion..... 187
Figure 3.69. Comparaison entre les mesures des jauges 50 et 51 dans le cas de charge plaque type A avant injection et après injection 187
Figure 3.70. Mesures du capteur FL 4 en fonction de la force et du temps pour le corps d'épreuve 3 : essai du 26/02/2010 avec une roue 188
Figure 3.71. Déformation du revêtement bitumineux constatée après l'essai du 11/03/10..... 189
Figure 3.72. Evolution de la température au cours du temps : essai du 26/02/2010 avec une roue 189

Figure 3.73. Déformée locale des corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement double (charge sur les augets)..... 195
Figure 3.74. Relation « flèche – position » pour différents cas de chargement simple pour la dalle orthotrope revêtue de BB (Force appliquée égale à 45 kN) 195
Figure 3.75. Relation « flèche – position » pour des différents cas de chargement simple pour les dalles orthotrope revêtues de BFUP (Force appliquée égale à 45 kN)..... 196
Figure 3.76. Relation « flèche – position » pour les cas de charge plaque type A pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN) 197
Figure 3.77. Relation « flèche – position » pour les cas de charge plaque type C pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 60 kN) 198
Figure 3.78. Relation « flèche – position » pour les cas de charge roue simple pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN) 198
Figure 3.79. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 5 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 199
Figure 3.80. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 50 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 199
Figure 3.81. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 100 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 200
Figure 3.82. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 170 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 200
Figure 3.83. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 240 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 200
Figure 3.84. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 310 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 201
Figure 3.85. Relation « flèche – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de380 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 201
Figure 3.86. Comparaison de la déformée des structures ajourées pour le chargement plaque type A et roue de camion (Force appliquée, 45 kN) 202
Figure 3.87. Courbes flèche transversale en fonction de la position sur l'axe AA' pour tous les cas de chargement avec des plaques du corps d'épreuve sans revêtement (Force appliquée, 90 kN)... 203
Figure 3.88. Courbes déformation transversale en fonction de la position sur l'axe AA' pour tous les cas de chargement avec des plaques du corps d'épreuve sans revêtement (Force appliquée, 90 kN)..... 203
Figure 3.89. Relation « déformation – position » pour les cas de charge plaque type A pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN)..... 210

Figure 3.90. Relation « déformation – position » pour les cas de charge plaque type C pour les quatre corps d'épreuve (Force appliquée, 60 kN)..... 211
Figure 3.91. Relation « déformation – position » pour les cas de charge roue de camion pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 45 kN)..... 212
Figure 3.92. Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 5 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 213
Figure 3.93. Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 50 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 213
Figure 3.94. Relation « déformation – position » pour les cas de deux plaques type A écartées de 100 mm pour les quatre corps d'épreuve (Force appliquée, 90 kN)..... 213
Figure 3.95. Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 170 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 214
Figure 3.96. Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 240 mm pour les quatre corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 214
Figure 3.97. Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 310 mm pour les trois corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 214
Figure 3.98. Relation « déformation – position » pour les cas de charge deux plaques type A écartées de 380 mm pour les trois corps d'épreuve testés (Force appliquée, 90 kN)..... 215
Figure 3.99. Comparaison des courbes « déformation – position » des mesures réalisées sur les axes AA', BB' et CC' au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 1 (Charge appliquée : plaque type A avec l'interface en néoprène, 45 kN)..... 217
Figure 3.100. Comparaison des courbes « déformation – position » des mesures réalisées sur les axes AA', BB' et CC' dans la partie nférieure de la tôle de platelage du corps d'épreuve 2 (Charge appliquée : plaque type A avec l'interface en néoprène)..... 217
Figure 3.101. Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau du platelage entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement plaque A, 45 kN 226
Figure 3.102. Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau du platelage entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement roue de camion, 45 kN 227
Figure 3.103. Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau de l'auget entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement plaque A, 45 kN..... 227
Figure 3.104. Comparaison extrapolation cordon de soudure nord et sud au niveau de l'auget entre les corps d'épreuve 1 et 3 sous chargement roue de camion, 45 kN..... 227
Figure 3.105. Extrapolation à la racine du cordon de soudure sur la tôle de platelage par l'intérieur de l'auget pour les corps d'épreuve 1 et 3 (Chargement plaque type A) 229
Figure 3.106. Extrapolation à la racine du cordon de soudure sur la tôle de platelage par l'intérieur de l'auget pour les corps d'épreuve 1 et 3 (Roue simple) 230

Figure 3.107. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque A, 45 kN (28/07/2009). 230
Figure 3.108. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque A, 45 kN (02/09/2009). 231
Figure 3.109. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque C, 60 kN (31/07/2009). 231
Figure 3.110. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 2 sous plaque C, 60 kN (02/09/2009). 231
Figure 3.111. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque A, 45 kN (03/09/2010). 231
Figure 3.112. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque A, 45 kN (29/09/2010). 232
Figure 3.113. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque C, 60 kN (03/09/2010). 232
Figure 3.114. Extrapolation des mesures du corps d'épreuve 4 sous plaque C, 60 kN (29/09/2010). 232
Figure 3.115. Evolution de la valeur extrapolée sous plaque A (essai du 02/09/2009) 234
Figure 3.116. Evolution de la valeur extrapolée sous plaque C (essai du 02/09/2009)..... 234
Figure 3.117. Evolution de la valeur extrapolée sous plaque A (essai du 29/09/2010) 235
Figure 3.118. Evolution de la valeur extrapolée sous plaque C (essai du 29/09/2010)..... 235
Figure 3.119. Evolution de la valeur extrapolée du corps d'épreuve 3 sur plaque C (essai du 11/03/2010)..... 236
Figure 3.120. Evolution de l'amplitude de la charge appliquée en fonction du nombre de cycles 247
Figure 3.121. Evolution de l'amplitude de la flèche (mm) mesurée au centre du corps d'épreuve 2 . 248
Figure 3.122. Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 2) 248
Figure 3.123. Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 2) - zoom sur les flèches plus au centre du corps d'épreuve..... 249
Figure 3.124. Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 2 249
Figure 3.125. Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 2 (zoom sur l'axe y)..... 249
Figure 3.126. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée au centre du corps d'épreuve 2 au-dessous de la tôle de platelage 250
Figure 3.127. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 2 mm de la soudure nord au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 2 250
Figure 3.128. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage sur l'axe AA' (corps d'épreuve 2)..... 251
Figure 3.129. Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – auget soudure nord et sud, corps d'épreuve 2..... 253
Figure 3.130. Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – platelage soudure nord et sud, corps d'épreuve 2..... 253
Figure 3.131. Evolution de la température au-dessous de la dalle de 10 mm (T 1) et en fibre supérieure du BFUP (T 2)..... 254

Figure 3.132. Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 3 255
Figure 3.133. Fissure de fatigue dans l'auget amorcée au niveau du trou réalisé pour compléter l'instrumentation (position indiquée par les flèches)..... 255
Figure 3.134. Orniérage du matériau béton bitumineux pendant l'essai de fatigue 256
Figure 3.135. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 6 mm des soudures nord et sud au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 3..... 257
Figure 3.136. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 6 mm de la soudure nord sur la latérale de l'auget du corps d'épreuve 3 257
Figure 3.137. Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – platelage soudure nord et sud, corps d'épreuve 3..... 259
Figure 3.138. Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – auget soudure nord, corps d'épreuve 3..... 259
Figure 3.139. Evolution de l'amplitude de la charge appliquée en fonction du nombre de cycles..... 260
Figure 3.140. Evolution de l'amplitude de la flèche (mm) mesurée au centre du corps d'épreuve 4 . 260
Figure 3.141. Evolution de la souplesse en flèche (mm/kN) mesurée au centre du corps d'épreuve 4 261
Figure 3.142. Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 4) 261
Figure 3.143. Evolution de la souplesse (mm/kN) en flèche mesurée sur l'axe AA' (corps d'épreuve 4) - zoom sur les flèches plus au centre du corps d'épreuve..... 262
Figure 3.144. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée au centre du corps d'épreuve 4 au-dessous de la tôle de platelage 262
Figure 3.145. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale mesurée à 3 mm de la soudure sud au-dessous de la tôle de platelage du corps d'épreuve 4 262
Figure 3.146. Evolution de la souplesse (µm/m/kN) en déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage sur l'axe AA' (corps d'épreuve 4)..... 263
Figure 3.147. Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – platelage soudure nord et sud, corps d'épreuve 4..... 265
Figure 3.148. Contraintes géométriques de fatigue extrapolées avec amplitude de charge : 110 kN – auget soudure sud, corps d'épreuve 4..... 265
Figure 3.149. Evolution de la température sous le platelage métallique de 12 mm (T 19) et en fibre supérieure du BFUP (T 20)..... 266
Figure 3.150. Positionnement des capteurs de température T19 et T 20..... 266
Figure 3.151. Vue soudure après sciage, corps d'épreuve tôle 14mm + BB..... 267
Figure 3.152. Plan de découpe et repérage des points où est relevée l'épaisseur de la couche BFUP 268

Figure 3.153. Aperçu d'un morceau de tôle métallique avec la couche de BFUP posée sur la tranche 268
Figure 3.154. Aperçu des sous-faces des éléments de BFUP avec la fissuration type faïençage..... 269
Figure 3.155. Aperçu des sous-faces des éléments de BFUP (extraits 3 et 4) avec un phénomène de fissuration en faïençage 269
Figure 3.156. Aperçu des sous-faces des éléments de BFUP (extraits 5 et 6) avec un phénomène de fissuration en faïençage 270
Figure 3.157. Vue en coupe d'une soudure auget tôle de platelage sur l'élément 6 du corps d'épreuve tôle 10 mm + BFUP..... 270
Figure 3.158. Vue d'un corps d'épreuve scié, dallette de BFUP décollée..... 271
Figure 3.159. Vue de la sous-face des spécimens centraux après humidification et séchage – mise en évidence des fissures 271
Figure 3.160. Vue soudure après sciage, corps d'épreuve tôle 12mm + BFUP..... 272
Figure 3.161. Découpe corps d'épreuve – numérotation des dallettes..... 272
Figure 3.162. Courbes contrainte équivalente-flèche pour les 6 dallettes sciées 273
Figure 3.163. Courbes contrainte équivalente-flèche pour les 6 dallettes extraites – zoom à l'origine 273
Figure 3.164. Courbes contrainte équivalente-flèche pour 6 dallettes coulées a posteriori 274
Figure 4.1. Exemple d'une section mixte..... 282
Figure 4.2. Modèle numérique décomposé puis assemblé [60] [62]..... 287
Figure 4.3. Conditions aux limites du modèle (vue de dessous de la dalle) [62]..... 287
Figure 4.4. Loi de comportement du matériau BFUP type plaque mince..... 289
Figure 4.5. Géométrie, conditions d'appui, maillage, chargement et champs de déplacement verticaux du modèle ENTPE des corps d'épreuve testés (tôle nue et dalle revêtue de BB) [150]..... 290
Figure 4.6. Comparaison résultats expérimentaux et modélisation éléments plaques : flèche le long de l'axe AA' pour le corps d'épreuve avec la tôle nue de 14 mm..... 291
Figure 4.7. Comparaison résultats expérimentaux et modélisation éléments volumiques : flèche le long de l'axe AA' pour le corps d'épreuve avec la tôle nue de 14 mm..... 291
Figure 4.8. Comparaison résultats expérimentaux (dalle non trouée) et modélisation plaque : déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve avec tôle nue de 14 mm 292
Figure 4.9. Comparaison résultats expérimentaux (dalle trouée) et modélisation plaque : déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve avec tôle nue de 14 mm..... 293
Figure 4.10. Comparaison résultats expérimentaux (dalle non trouée) et modélisation volumique: déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve 1..... 294

Figure 4.11. Comparaison résultats expérimentaux (dalle trouée) et modélisation volumique : déformation transversale au-dessous du platelage entre augets pour le corps d'épreuve 1 294
Figure 4.12. Comparaison résultats expérimentaux et modélisation : déformation transversale au-dessus de la tôle de platelage entre augets pour le corps d'épreuve avec tôle nue de 14 mm 294
Figure 4.13. Déformations au-dessus de la tôle de platelage obtenues expérimentalement et par la modélisation selon l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve 1 295
Figure 4.14. Comparaison résultats expérimentaux et modélisation : déformation transversale le long de l'axe AA' en fibre extérieure de l'auget 2 du corps d'épreuve tôle de 14 mm nue 296
Figure 4.15. Flèches obtenues expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve revêtu de BB 297
Figure 4.16. Déformations au-dessous de la tôle de platelage obtenues expérimentalement et par la modélisation selon l'axe transversale AA' pour le corps d'épreuve 3 297
Figure 4.17. Flèche le long de l'axe AA' pour le modèle tôle de 10 mm non revêtue..... 299
Figure 4.18. Déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 pour le modèle tôle nue de 10 mm..... 299
Figure 4.19. Déformation transversale en face externe de l'auget pour le modèle tôle nue de 10 mm300
Figure 4.20. Flèche le long de l'axe AA' pour le modèle tôle de 12 mm non revêtue..... 301
Figure 4.21. Déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage le long de l'axe AA' entre les augets 2 et 3 pour le modèle tôle nue de 12 mm..... 301
Figure 4.22. Déformation transversale en face externe de l'auget pour le modèle tôle nue de 12 mm302
Figure 4.23. Flèches obtenues expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve de tôle de 10 mm + BFUP 302
Figure 4.24. Déformations au-dessous de la tôle de platelage obtenues expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' pour le corps d'épreuve de tôle de 10 mm + BFUP 303
Figure 4.25. Flèche obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' sous une charge plaque A à 45 kN..... 303
Figure 4.26. Déformation transversale obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' en fibre inférieure du platelage métallique sous la plaque A à 45 kN.... 304
Figure 4.27. Déformation transversale obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' en fibre supérieure du platelage métallique sous la plaque A à 45 kN... 304
Figure 4.28. Déformation transversale obtenue expérimentalement et par la modélisation le long de l'axe transversal AA' en fibre supérieure du revêtement sous la plaque A à 45 kN 304
Figure 4.29. Contrainte en fibre inférieure du BFUP dans la direction transversale le long de l'axe AA' obtenue par modélisation EF avec un comportement élastique du BFUP (force appliquée, 45 kN) 306

Figure 4.30. Nombre indicatif de véhicules lourds prévus par an et par voie lente [134]..... 310
Figure 4.31. Distribution des fréquences de la position transversale de l'axe d'un véhicule [134].... 311
Figure 4.32. Calcul des durées de vie avec les résultats des essais plaque métallique..... 314
Figure 4.33. Calcul des durées de vie avec les résultats des essais roue de camion..... 314
Figure 5.1. Viaduc de Millau..... 320
Figure 5.2. Elévation du Viaduc de Millau 321
Figure 5.3. Section du tablier de Millau et voies de circulation..... 322
Figure 5.4. Eléments de platelage, caissons central et latéraux..... 322
Figure 5.5. Vue aérienne de l'ouvrage en service..... 324
Figure 5.6. Distribution des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope à platelage acier et revêtement béton bitumineux) 338
Figure 5.7. Distribution des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope à platelage acier et revêtement BFUP) 339
Figure 5.8. Segmentation des impacts environnementaux (Viaduc à dalle orthotrope platelage acier et revêtement béton bitumineux) 339
Figure 5.9. Segmentation des impacts environnementaux (Viaduc à dalle orthotrope platelage acier et revêtement BFUP) 340
Figure 5.10. Bilans environnementaux des deux conceptions pour le système VIADUC 340
Figure 5.11. Bilans environnementaux des deux conceptions pour le système CHARPENTE METALLIQUE + REVETEMENT..... 341
Figure 5.12. Bilans environnementaux des deux conceptions pour le système restreints aux DIFFERENCES..... 342
Figure 5.13. Segmentation comparée des impacts environnementaux, système restreint aux DIFFERENCES..... 344
Figure 5.14. Influence de la couche de roulement époxy, sur le bilan environnemental du VIADUC 345
Figure 5.15. Influence de la couche de roulement époxy, sur le bilan environnemental du système DIFFERENCES..... 346
Figure 5.16. Influence de la maintenance du matériau BFUP, sur le bilan environnemental du système VIADUC..... 347
Figure 5.17. Influence de la maintenance du matériau BFUP, sur le bilan environnemental du système DIFFERENCES..... 347
Figure 5.18. Segmentation des impacts environnementaux sur le cycle de vie (Viaduc à dalle orthotrope : platelage acier + revêtement BFUP, maintenance matériaux BFUP intégrée) 348

Figure 5.19. Variabilité du bilan environnemental de la conception revêtement BFUP (en fonction de l'époxy et de la maintenance du matériau BFUP) et comparaison au bilan environnemental de la conception à revêtement BB, système VIADUC 349
Figure 5.20. Variabilité du bilan environnemental de la conception revêtement BFUP (en fonction de l'époxy et de la maintenance du matériau BFUP) et comparaison au bilan environnemental de la conception à revêtement BB, système DIFFERENCES 349
Figure A.1. Dimensions des augets [4] 379
Figure A.2. Auget représenté par une poutre ouverte 381
Figure A.3. Courbe S-N selon l'EN 1993-1-9 [135] (identique à la Figure 1.36) 383
Figure A.4. Surface d'une fissure semi elliptique [102] 385
Figure A.5. Représentation du sous-modèle en déformation plane ; zoom sur le champ de contrainte en pointe de fissure et définition des coordonnées polaires [102] 388
Figure A.6. Les valeurs apparentes de « K » et les valeurs numériques de « K » pour une charge type A de l'Eurocode 1(320 x 220) mm^2 [134] et différentes longueurs initiales de fissure (a_0) [102] 389
Figure A.7. 1 – Sciage planche 1 (sans treillis) selon l'axe Y ; 2 – Sciage planche 2 (sans treillis) selon l'axe X 397
Figure A.8. 1 – Section transversale de la dalle AT-1-1 ; 2 – Section transversale de la dalle AT-2-1 398
Figure A.9. Extensomètre mis en place sur le corps d'épreuve pour mesurer la flèche 399
Figure A.10. Diagramme « contrainte équivalente – flèche » (dalle mince non armées) après traitement statistique 400
Figure A.11. Fissure de ruine de la dalle mince ST-1-1 400
Figure A.12. Fissure de ruine de la dalle mince ST-1-2 401
Figure A.13. Fissure de ruine de la dalle mince ST-1-3 401
Figure A.14. Fissure de ruine de la dalle mince ST-2-1 401
Figure A.15. Fissure de ruine de la dalle mince ST-2-2 402
Figure A.16. Fissure de ruine de la dalle mince ST-2-3 402
Figure A.17. Diagramme « contrainte équivalente – flèche » (dalle mince non armées) sans prise en compte du résultat de ST-2-2 403
Figure A.18. Diagramme « contrainte équivalente – flèche » (dalle mince avec treillis) après traitement statistique 406
Figure A.19. Fissure de ruine de la dalle mince AT-1-1 (Extrados) 406
Figure A.20. Fissure de ruine de la dalle mince AT-1-2 (Extrados) 407
Figure A.21. Fissure de ruine de la dalle mince AT-1-3 (Face latérale) 407
Figure A.22. Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-1 (Intrados) 407

Figure A.23. Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-2 (Intrados) 408
Figure A.24. Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-3 (Intrados – zone moment constant) 408
Figure A.25. Fissure de ruine de la dalle mince AT-2-3 (Extrados – zone moment constant) 408
Figure A.26. Loi de calcul conventionnelle en traction directe à partir de la courbe moyenne des dalles minces avec ST-2-2 410
Figure A.27. Loi en traction directe à partir de la courbe moyenne des dalles minces sans ST-2-2... 411
Figure A.28. Détail des sections instrumentées AA', BB' et CC' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 10 mm associée à 35 mm de BFUP 414
Figure A.29. Emplacement des jauges de déformation section AA' sur le treillis soudé (J1 à J10) et dans la partie supérieure de la tôle de platelage (J11 à J17) – vue en plan (cotes en mm)..... 415
Figure A.30. Détail des sections instrumentées AA', BB' et CC' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 14 mm associée à 70 mm de BB..... 416
Figure A.31. Emplacement des capteurs de déplacement sections AA', BB' et CC' dans le corps d'épreuve de 12 mm revêtue de BFUP..... 417
Figure A.32. Détail sur l'instrumentation de l'axe BB' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 12 mm associée à 35 mm de BFUP..... 417
Figure A.33. Détail sur l'instrumentation de l'axe AA' (cotes en mm) du corps d'épreuve dalle orthotrope de 12 mm associée à 35 mm de BFUP..... 418
Figure A.34. Instrumentation par extensomètres à support magnétique placés en sous-face de la tôle métallique de dalle de 12 mm revêtue de BFUP (cotes en mm)..... 419
Figure A.35. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 35 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 425
Figure A.36. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 45 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 425
Figure A.37. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 426
Figure A.38. Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 426
Figure A.39. Ecartement des roues : 210 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 426
Figure A.40. Ecartement des roues : 280 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 427
Figure A.41. Ecartement des roues : 350 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 427
Figure A.42. Ecartement des roues : 420 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 427
Figure A.43. Ecartement des roues : 500 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 428
Figure A.44. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 428
Figure A.45. Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 429
Figure A.46. Ecartement des roues : 240 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 429
Figure A.47. Ecartement des roues : 310 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 429
Figure A.48. Ecartement des roues : 380 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 430
Figure A.49. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 48 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 430
Figure A.50. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 430

Figure A.51. Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 431
Figure A.52. Ecartement des roues : 240 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 431
Figure A.53. Ecartement des roues : 310 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 431
Figure A.54. Ecartement des roues : 380 mm ; effort total : 90 kN ; gonflement des pneus : 8,5 bar 432
Figure A.55. Effort total : 5 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 112 cm² 432
Figure A.56. Effort total : 18 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 250 cm² 432
Figure A.57. Effort total : 32 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 397 cm² 433
Figure A.58. Effort total : 46 kN ; pression pneus : 8,5 bar ; Surface totale 511 cm² 433
Figure A.59. Ecartement des roues : 100 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar 434
Figure A.60. Ecartement des roues : 170 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar 434
Figure A.61. Ecartement des roues : 240 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar 434
Figure A.62. Ecartement des roues : 310 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar 435
Figure A.63. Ecartement des roues : 380 mm ; effort total : 90 kN ; pression pneus : 8,5 bar 435
Figure A.64. Principe de l’extrapolation près des cordons de soudure 447
Figure A.65. Scénarios de changements climatiques projetés par le GIEC 452
Figure A.66. Conséquences des pluies acides en République Tchèque 454
Figure A.67. Perspective de consommation de ressources énergétiques 455

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Valeurs de « C » et « m » de la littérature pour les aciers des ponts à dalle orthotrope ... 67
Tableau 1.2. Mesures des contraintes sur le pont Calard avant et après réparation [50] ... 78
Tableau 1.3. Composition du BSI/CERACEM®, du Ductal® et du CEMTEC$_{multiscale}$® pour 1 m^3 de béton fabriqué [97] ... 87
Tableau 1.4. Quelques caractéristiques mécaniques des BSI/CERACEM®, Ductal® et CEMTEC$_{multiscale}$® ... 88
Tableau 1.5. Indicateurs de durabilité des BFUP comparés à d'autres familles de bétons [31] ... 93
Tableau 2.1. Rigidités de flexion et de torsion des sections étudiées ... 101
Tableau 2.2. Nombre de fissures dans la dalle de 10 mm revêtue de BFUP ... 110
Tableau 2.3. Résultats des essais de caractérisation menés au laboratoire d'Eiffage TP à Mormant ... 114
Tableau 2.4. Phases de l'essai de fatigue entrecoupées par des essais statiques ... 127
Tableau 2.5. Récapitulatif des essais statiques et dynamiques réalisés sur les dalles orthotropes ... 138
Tableau 3.1. Réactions d'appuis sur les emplacements théoriques ... 150
Tableau 3.2. Réactions d'appuis lorsque NO est déplacé vers l'intérieur ... 150
Tableau 3.3 – Réactions d'appuis lorsque SE est déplacé vers l'extérieur ... 151
Tableau 3.4. Evolution des flèches au cours des différents essais statiques avec plaque type A (45 kN) ... 171
Tableau 3.5. Evolution des flèches au cours des différents essais statiques avec plaque type A (45 kN) ... 174
Tableau 3.6. Déformations mesurées pour le corps d'épreuve 4 à trois niveaux de charge ... 181
Tableau 3.7. Déformation de la face inférieure du BFUP du corps d'épreuve 4 déduite à partir des mesures (valeurs en italique) ... 181
Tableau 3.8. Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 1 ... 192
Tableau 3.9. Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 2 ... 193
Tableau 3.10. Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 3 ... 194
Tableau 3.11. Flèches mesurées sur les axes AA', BB' et CC' du corps d'épreuve 4 ... 194
Tableau 3.12. Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 1 ... 205
Tableau 3.13. Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 2 ... 206
Tableau 3.14. Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 3 ... 207
Tableau 3.15. Déformations au-dessous des augets et au centre pour le corps d'épreuve 4 ... 207

Tableau 3.16. Déformations transversales (au centre et à 50 mm du centre) et longitudinales (au centre) sur l'axe AA' des corps d'épreuve 1 et 3 208
Tableau 3.17. Déformations transversales (au centre et à 50 mm du centre) et longitudinales (au centre) sur l'axe AA' des corps d'épreuve 2 et 4 209
Tableau 3.18. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle sans revêtement (Axe AA') 218
Tableau 3.19. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle sans revêtement (Axe AA') 219
Tableau 3.20. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe AA')..... 220
Tableau 3.21. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe AA')..... 221
Tableau 3.22. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 12 mm revêtue de BFUP (Axe AA')..... 222
Tableau 3.23. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 12 mm revêtue de BFUP (Axe AA')..... 222
Tableau 3.24. Déformations transversales dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA') 223
Tableau 3.25. Déformations transversales dans l'âme latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA')..... 223
Tableau 3.26. Déformation transversale au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA') 224
Tableau 3.27. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud pour la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe AA')..... 224
Tableau 3.28. Comparaison des déformations extrapolées sous chargement plaque A à 45 kN..... 228
Tableau 3.29. Comparaison des déformations extrapolées sous chargement roue simple à 45 kN ... 228
Tableau 3.30. Comparaison des déformations extrapolées sous chargement plaque A à 45 kN..... 233
Tableau 3.31. Comparaison des déformations extrapolées sous chargement plaque C à 60 kN..... 233
Tableau 3.32. Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 1……237
Tableau 3.33. Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 1 238

Tableau 3.34. Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 2 239
Tableau 3.35. Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 2 240
Tableau 3.36. Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 3 241
Tableau 3.37. Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 3 242
Tableau 3.38. Valeurs de déformation au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 4 243
Tableau 3.39. Valeurs de contrainte au pied du cordon de soudure pour les différentes configurations de chargement du corps d'épreuve 4 244
Tableau 3.40. Contraintes géométriques de fatigue pour les différentes corps d'épreuve testés 245
Tableau 3.41. Valeur de souplesse en déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m/kN) 252
Tableau 3.42. Amplitude de déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m) 252
Tableau 3.43. Amplitude de contrainte extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en MPa) 252
Tableau 3.44. Flèche et extrapolation à partir des essais statiques réalisés avant, pendant et après l'essai de fatigue pour une charge de 45 kN avec la plaque type A 254
Tableau 3.45. Valeur de souplesse en déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m/kN) 258
Tableau 3.46. Amplitude de déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m) 258
Tableau 3.47. Amplitude de contrainte extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en MPa) 258
Tableau 3.48. Valeur de souplesse en déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m/kN) 263
Tableau 3.49. Amplitudes de déformation extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en µm/m) 264
Tableau 3.50. Amplitudes de contrainte extrapolée pour une amplitude de force de 110 kN (en MPa) 264
Tableau 3.51. Relevé d'épaisseur de la couche BFUP du corps d'épreuve 10 mm + BFUP 267
Tableau 3.52. Relevé d'épaisseur de la couche BFUP du corps d'épreuve 12 mm + BFUP 270
Tableau 3.53. Epaisseur moyenne et largeur moyenne des dallettes extraites après sciage 273

Tableau 3.54. Flèches et déformations mesurées sur les quatre corps d'épreuve testée sous chargement plaque type A (Force appliquée, 45 kN)..... 277
Tableau 4.1. Homogénéisation de la tôle de platelage et du revêtement..... 283
Tableau 4.2. Flèches calculées avec un modèle poutre au centre des corps d'épreuve..... 284
Tableau 4.3. Flèches calculées avec un modèle plaque orthotrope au centre des corps d'épreuve..... 285
Tableau 4.4. Contraintes de fatigue calculées avec la méthode des efforts locaux (Système III)..... 285
Tableau 4.5. Caractéristique BFUP prise en compte dans la modélisation..... 288
Tableau 4.6. Déformations extrapolées en valeur absolue des essais avec plaque métallique pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4) 308
Tableau 4.7. Contraintes extrapolées en valeur absolue des essais avec plaque métallique pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4) 309
Tableau 4.8. Déformations extrapolées en valeur absolue des essais avec roue de camion pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4) 309
Tableau 4.9. Contraintes extrapolées en valeur absolue des essais avec roue de camion pour l'évaluation de la durée de vie (modèle de charge de fatigue LM 4) 309
Tableau 4.10. Proportion de type de charge pour calcul en fatigue 310
Tableau 4.11. Evaluation de la durée de vie avec le modèle de charge LM 4 pour un trafic local (en années)..... 312
Tableau 4.12. Evaluation de la durée de vie avec le modèle de charge LM 4 pour un trafic moyenne distance (en années)..... 313
Tableau 4.13. Evaluation de la durée de vie avec le modèle de charge LM 4 pour un trafic longue distance (en années)..... 313
Tableau 5.1. Le Viaduc de Millau en quelques chiffres..... 321
Tableau 5.2. Bilan des quantités matériaux de GENIE CIVIL du Viaduc de Millau..... 327
Tableau 5.3. Bilan des quantités matériaux de CHARPENTE METALLIQUE du Viaduc de Millau 328
Tableau 5.4. Bilan des quantités de matériaux de REVÊTEMENT du Viaduc de Millau (Conception : Platelage acier revêtu de béton bitumineux)..... 329
Tableau 5.5. Données matériaux de REVETEMENT du Viaduc de Millau (Conception : Platelage acier revêtu de BFUP) 330
Tableau 5.6. Formulation béton B35 – Semelles (quantité pour 1 m^3 de matériau)..... 330
Tableau 5.7. Formulation béton B35 G+S – Culées (quantité pour 1 m^3 de matériau)..... 330
Tableau 5.8. Formulation béton B60 – Fûts des piles (quantité pour 1 m^3 de matériau) 331
Tableau 5.9. Distances de transport pour les matériaux et matières premières [40] [194]..... 332
Tableau 5.10. Distances de transport pour les matériaux – Spécifiques BB 333
Tableau 5.11. Distances de transport pour les matériaux – Spécifiques BFUP 333
Tableau A.1. Contrainte équivalente maximale issue des essais de flexion plaque mince 403

Tableau A.2. Contrainte équivalente maximale issue des essais de flexion plaque mince (sans ST-2-2) 404
Tableau A.3. Module d'Young issu des essais de flexion plaque mince 404
Tableau A.4. Module d'Young issu des essais de flexion plaque mince (sans ST-2-2)..... 405
Tableau A.5. Contrainte limite de linéarité en traction issue des essais de flexion plaque mince 405
Tableau A.6. Contrainte limite de linéarité en traction issue des essais de flexion plaque mince (sans ST-2-2) 405
Tableau A.7. Contrainte équivalente maximale issue des essais de flexion (dalle mince avec treillis) 409
Tableau A.8. Planning des essais réalisés sur la dalle de 14 mm non revêtue 421
Tableau A.9. Planning des essais réalisés sur la dalle de 10 mm revêtue de BFUP..... 421
Tableau A.10. Planning des essais réalisés sur la dalle de 14 mm revêtue de béton bitumineux 422
Tableau A.11. Planning des essais réalisés sur la dalle de 12 mm revêtue de BFUP..... 423
Tableau A.12. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle non revêtue (Axe BB') en µm/m..... 438
Tableau A.13. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle non revêtue (Axe BB') en µm/m..... 439
Tableau A.14. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle non revêtue (Axe CC') en µm/m..... 440
Tableau A.15. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle non revêtue (Axe CC') en µm/m..... 441
Tableau A.16. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe BB') en µm/m 442
Tableau A.17. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe BB') en µm/m..... 443
Tableau A.18. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure nord de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe CC') en µm/m 444
Tableau A.19. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 10 mm revêtue de BFUP (Axe CC') en µm/m..... 445
Tableau A.20. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 14 mm revêtue de BB (Axe CC') en µm/m..... 446
Tableau A.21. Déformations transversales au-dessous de la tôle de platelage et dans la latérale de l'auget au voisinage du cordon de soudure sud de la dalle de 12 mm revêtue de BFUP (Axe BB') en µm/m..... 446
Tableau A.22. Aperçu de quelques coefficients de « potentiel de réchauffement global » 453
Tableau A.23. Aperçu de quelques coefficients de potentiel d'acidification..... 454

Tableau A.24. Aperçu de quelques coefficients de potentiel d’épuisement des ressources 456
Tableau A.25. Sources des données d’inventaire de cycle de vie 457