

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET MINES**

**Étude du renforcement passif de
poutres en béton précontraint**

**Phase 2: Essais en laboratoire
Phase 3: Poutre grandeur nature**

par :

Viacheslav Koval et Bruno Massicotte

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

N/R : SR08-03 / SR09-01 et P3011
Février 2011

Étude du renforcement passif de poutres en béton précontraint

Phase 2: Essais en laboratoire

Phase 3: Essais grandeur nature

Rapport de recherche

par :

Viacheslav Koval, ing., M.Sc.A.

Ingénieur de recherche

Département des génies civil, géologique et des mines

École Polytechnique de Montréal

Bruno Massicotte, ing., Ph.D.

Professeur

Département des génies civil, géologique et des mines

École Polytechnique de Montréal

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Février 2011

N/R: SR08-03 / SR09-01 et P3011

V/R: R353.3

CONTEXTE

Le présent rapport présente l'ensemble des résultats de la phase 2 (SR08-03) et de la phase 3 (SR09-01) du projet de recherche sur le renforcement passif de poutres en béton précontraint. Les travaux de la phase 2 ont été réalisés dans le cadre des études à la maîtrise du premier auteur, Viacheslav Koval (2007), dont l'étude portait sur l'efficacité d'utilisation des matériaux composites pour le renforcement de poutres de ponts en béton précontraint endommagées. Ces travaux, réalisés à l'École Polytechnique de Montréal et qui ont inclus des aspects numériques et expérimentaux, sont présentés aux chapitres 1 à 11, tirés directement du mémoire du premier auteur. Les travaux de la phase 3 se sont déroulés sur le site du pont Laviolette à l'automne 2007 et ont été réalisés conjointement par le Ministère des Transports et l'École Polytechnique. Ils sont décrits au chapitre 12 du présent rapport.

SOMMAIRE

De nombreux ponts du réseau routier québécois ont un tablier constitué de poutres en béton précontraint qui, suite à des détériorations, peuvent nécessiter un renforcement. L'étude présentée dans ce mémoire porte sur l'efficacité du renforcement avec des matériaux composites de poutres de ponts en béton précontraint endommagées.

L'utilisation de Polymères Renforcés par Fibre de Carbone (PRFC) dans la réparation de structures devient une solution de plus en plus choisie par les ingénieurs. La méthode de renforcement externe à l'aide de lamelles en matériaux composites collées au béton a été retenue comme une alternative à l'ajout de précontrainte externe.

Malgré les avantages présentés par les matériaux composites, les études menées par plusieurs chercheurs du monde entier indiquent la possibilité d'une rupture prématurée par décollement. Cette rupture limite de façon considérable l'efficacité des méthodes de renforcement et suscite un doute quant à leur efficacité réelle.

Le sujet de la présente étude était de développer une technique fiable pour le renforcement à l'aide de composites permettant d'éliminer la rupture prématurée. Une série d'analyses théoriques ainsi que plusieurs étapes expérimentales avaient pour but de comprendre le mécanisme du décollement et de valider les techniques de réparation proposées dans le cadre de ce projet.

Le programme expérimental comprend quatre phases où la configuration des spécimens ainsi que les conditions de renforcement convergent vers une solution efficace.

Des essais préliminaires en traction directe ont permis d'établir le type de préparation de surface du béton. Des analyses par éléments finis ont été réalisées par la suite afin d'amener une compréhension du mécanisme de rupture.

Les spécimens des trois phases suivantes ont été testés en flexion. La grandeur des poutres, le type d'endommagement et le niveau de renforcement ont été modifiés d'une phase à l'autre. Une technique spéciale de préparation de la surface du béton ainsi qu'une méthode de renforcement de la zone endommagée ont été mises au point. La rupture prématurée due au

décollement des lamelles a été éliminée complètement à la deuxième phase d'essais de flexion alors qu'elle s'est produite à un niveau de charge très élevé lors des essais de la phase finale.

Le comportement des spécimens testés a été reproduit à l'aide du logiciel A.I.S. développé à l'École Polytechnique. Cette série de simulations a mis en évidence la polyvalence et la justesse du logiciel.

Une étude paramétrique à l'aide de A.I.S. a permis de vérifier l'efficacité et l'applicabilité de la méthode de renforcement par composites. Trois critères de conformité découlant du Code CSA/S6-06 ont été établis dans l'étude. L'étude a permis d'illustrer que l'état limite de fatigue est le critère qui contrôle l'efficacité du renforcement par composites dans tous les scénarios analysés.

Les essais in situ sur deux poutres grandeur réelle réalisés ont démontré que la technique de renforcement était applicable en chantier et que son efficacité rencontrait le niveau d'efficacité prévu.

ABSTRACT

Numerous bridges of the Quebec road network have a prestressed concrete girders deck which, after deterioration, may need to be strengthened. The study, presented in this report focuses on the effectiveness of a strengthening technique using composite applied to damaged prestressed concrete bridge girders.

The use of the Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) in structural retrofit works has become a technique chosen more frequently by engineers. The method of strengthening with composite laminates externally bonded to concrete offers an alternative solution to external post-tensioning.

Despite the advantages offered by the composite materials, many studies carried out worldwide report the possibility of a premature failure by debonding. This mode of failure puts significant limits to the effectiveness of this strengthening method and arouses doubts on its actual effectiveness.

The subject of this study is to develop a reliable composite reinforcement technique in order to eliminate the premature failure. A set of theoretical analyses, as well as various experimental phases, were performed with the aim of understanding the debonding mechanism, and to validate the strengthening techniques proposed within the framework of this project.

The experimental program includes four phases where the configuration of specimens, as well as the conditions of reinforcement, focuses on an effective solution.

Preliminary direct tensile tests allowed establishing the type of concrete surface concrete preparation. Finite-element analyses were carried out afterwards in order to introduce a comprehension of the fracture mechanism.

During the subsequent three phases, the specimens have been tested in bending. The dimension of beams, the type of damage and the reinforcement level were changed for each phase. A special technique for the concrete surface preparation as well as a method for strengthening the damaged zone, were developed. The premature debonding failure was

eliminated completely during the second phase of the bending tests and it has been postponed significantly during the last phase.

The experimental specimen behavior was reproduced with a software A.I.S. developed at École Polytechnique de Montréal. This set of simulations demonstrated the versatility and accuracy of this software.

A parametric study using A.I.S. was carried out in order to verify the applicability and the effectiveness of the strengthening method. Three acceptance criteria's based on the Canadian Bridge Code CSA/S6-06 were established in this study. The parametric study showed that the fatigue limit state criteria govern the limit of the composite strengthening effectiveness for all analytical sets.

Finally in situ tests on full scale girders showed the applicability of the developed technique in field conditions. The mechanical performance reached the expected level of efficiency.

TABLES DES MATIÈRES

CONTEXTE	I
SOMMAIRE	II
ABSTRACT	IV
TABLES DES MATIÈRES.....	VI
LISTE DES SYMBOLES.....	X
LISTE DES ABRÉVIATIONS	XV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralité.....	1
1.2 Problématique	1
1.3 Objectifs	3
1.4 Méthodologie et contenu du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	6
2.1 Généralité.....	6
2.2 Classification de ruptures	6
2.3 Longueur d'ancrage	10
2.4 Utilisation des modificateurs de la rigidité de colle.....	14
2.5 Utilisation d'ancrage mécanique	18
2.6 Conclusion.....	22
CHAPITRE 3 ESSAIS EN TRACTION DIRECTE	24
3.1 Généralité.....	24
3.2 Objectif de l'étude.....	25
3.3 Description des spécimens	25
3.4 Spécimens T1, T2, T3 et T4.....	26
3.5 Spécimens T5, T6, T7 et T8.....	28
3.6 Analyse par la méthode d'éléments finis - ADINA.....	32
3.6.1 Modèle en 2 dimensions	32
3.6.2 Modèle en 3 dimensions	36
3.7 Conclusion sur la phase des essais en traction directe	40
3.8 Conclusion sur les analyses par la méthode d'éléments finis	42
CHAPITRE 4 PHASE EXPÉRIMENTALE - FLEXION 1	46
4.1 Introduction.....	46
4.2 Objectif de l'étude expérimentale	46
4.3 Description des poutrelles	46

4.4	Description du renforcement externe	47
4.5	Identification de spécimens	47
4.6	Instrumentation des spécimens.....	51
4.7	Paramètres des essais.....	53
4.7.1	Types de contact	53
4.7.2	Renforcement en traction	57
4.7.3	Béton	57
CHAPITRE 5 RÉSULTATS – PHASE FLEXION 1		61
5.1	Généralités.....	61
5.2	Résultats et observations sur le groupe A.....	61
5.2.1	Mécanisme de rupture.....	62
5.2.2	Mesures expérimentales	66
5.3	Résultats et observations des groupes B et C	70
5.3.1	Mécanisme de rupture.....	71
5.3.2	Mesures expérimentales	74
5.3.3	Mécanisme de décollement du composite	77
5.4	Résultats et observations des groupes D et E	80
5.4.1	Mécanisme de décollement du composite	81
5.4.2	Mesures expérimentales	83
5.5	Conclusion sur les essais de la phase Flexion 1.....	87
CHAPITRE 6 PHASE EXPÉRIMENTALE – FLEXION 2		92
6.1	Introduction.....	92
6.2	Objectif de l'étude expérimentale	92
6.3	Description des poutres.....	92
6.4	Béton	95
6.5	Identification des spécimens	96
6.6	Instrumentation des spécimens.....	96
6.7	Paramètres des essais.....	100
6.7.1	Endommagement des poutres	100
6.7.2	Type de renforcement de la zone réparée	101
6.7.3	Type de coulis de réparation	102
6.7.4	Type de préparation de surface du béton.....	106
6.8	Renforcement en flexion avec composite	107
CHAPITRE 7 RÉSULTATS – PHASE FLEXION 2		108
7.1	Généralités.....	108
7.2	Résultats et observations sur le groupe MA.....	108
7.2.1	Mécanisme de rupture.....	109
7.2.2	Mesures expérimentales	114
7.2.3	Résultats et observations sur le groupe MB.....	117
7.2.4	Mécanisme de rupture.....	117
7.2.5	Mesures expérimentales	121
7.3	Résultats et observations sur le groupe MB.....	124
7.3.1	Mécanisme de rupture.....	124

7.3.2	Mesures expérimentales	128
7.4	Résultats et observations sur le groupe MC	131
7.4.1	Mécanisme de rupture.....	131
7.4.2	Mesures expérimentales	137
7.5	Conclusion sur les essais de la phase Flexion 2.....	140
CHAPITRE 8 PHASE EXPÉRIMENTALE FLEXION 3		142
8.1	Introduction.....	142
8.2	Objectif de l'étude expérimentale	142
8.3	Description des poutres.....	142
8.4	Identification des spécimens	145
8.5	Béton	146
8.6	Précontrainte	147
8.7	Instrumentation des spécimens.....	148
8.8	Paramètres des essais.....	152
8.8.1	Endommagement des poutres	152
8.8.2	Type de renforcement de la zone réparée	154
8.8.3	Type de coulis de réparation	156
8.8.4	Type de préparation de surface du béton.....	158
8.8.5	Renforcement en flexion avec composite.....	160
CHAPITRE 9 RÉSULTATS – PHASE FLEXION 3		164
9.1	Généralités	164
9.2	Résultats et observations	167
9.2.1	Mécanisme de rupture - Spécimen L1O.....	168
9.2.2	Mécanisme de rupture - Spécimen L2B	172
9.2.3	Mécanisme de rupture - Spécimen L3L.....	174
9.3	Mesures expérimentales	178
9.3.1	Flèche et courbure	178
9.3.2	Déformation des composites.....	179
9.4	Conclusion sur les essais de la phase Flexion 3.....	185
CHAPITRE 10 ANALYSES THÉORIQUES AVEC LE LOGICIEL A.I.S.....		187
10.1	Généralités	187
10.2	Modélisation des poutres avec A.I.S.	187
10.2.1	Propriétés du béton	188
10.2.2	Propriétés du renforcement par matériau composites.....	188
10.2.3	Propriétés de l'acier des barres de réparation.....	190
10.2.4	Propriétés des torons de précontrainte	192
10.3	Résultats des analyses	206
10.3.1	Poutre L2B	206
10.3.2	Poutre L3L.....	208
10.4	Étude paramétrique.....	211
10.4.1	Critères de service d'une poutre	211
10.4.2	Paramètres d'évaluation.....	212
10.4.3	Description de la Poutre	212

10.4.4	La technique de modélisation.....	213
10.4.5	Charges appliquées	215
10.4.6	Scénario de simulation	216
10.4.7	Discussions des résultats.....	217
10.5	Conclusion sur les études analytiques et paramétriques	224
10.5.1	Analyses analytiques à l'aide du logiciel A.I.S.....	225
10.5.2	Analyses paramétriques.....	225
CHAPITRE 11 CONCLUSION		227
11.1	Généralités.....	227
11.2	Résultats du programme expérimental	228
11.2.1	Phase des essais en traction directe.....	228
11.2.2	Phase 1 des essais en flexion.....	228
11.2.3	Phase 2 des essais en flexion.....	229
11.2.4	Phase 3 des essais en flexion.....	229
11.3	Recommandations	230
11.4	Efficacité de la méthode du renforcement par matériaux composites.....	232
11.5	Études futures	234
CHAPITRE 12 ESSAIS IN SITU AU PONT LAVIOLETTE		236
12.1	Objectifs et portée de l'étude expérimentale	236
12.2	Site des essais, prélèvement des poutres et intervenants	237
12.3	Description des poutres.....	239
12.3.1	Données sur les poutres existantes	239
12.3.2	Endommagement des poutres	242
12.3.3	Réparation de la zone endommagée	245
12.4	Instrumentation des spécimens.....	251
12.5	Montage expérimental.....	253
12.6	Résultats d'essais	257
12.7	Modélisation des Spécimen R1 et R2 avec A.I.S.....	260
RÉFÉRENCES		264
REMERCIEMENTS		269
ANNEXE A		270
ANNEXE B		272

LISTE DES SYMBOLES

- A : Aire de la section (mm^2)
- A_{FRP} : Aire de section d'une lamelle de composite (mm^2)
- A_p : Aire de câbles de précontrainte (mm^2)
- b : Largeur de la poutre (mm)
- b_{FRP} : Largeur d'une lamelle de composite (mm)
- b_c : Largeur du bloc de béton (mm)
- C_f : Coefficient du fluage
- e : Excentricité par rapport au centre de gravité (mm)
- E_{BF} : Module d'élasticité du béton fibré (MPa)
- E_{BHP} : Module d'élasticité du béton haute performance (MPa)
- E_c : Module d'élasticité du béton (MPa)
- E_{ci} : Module d'élasticité instantané du béton (MPa)
- E_{ct} : Module d'élasticité instantané du béton au moment où la précontrainte est appliquée (MPa)
- E_{FRP} : Module élastique du composite (MPa)
- $E_{adhésif}$: Module élastique de l'adhésif (MPa)
- E_p : Module d'élasticité de l'acier de câbles de précontrainte (MPa)
- f_{bd} : Résistance du contact entre la surface de béton et PRF (MPa)
- f'_c : Résistance du béton en compression (MPa)

- f_{cm} : Résistance moyenne de la surface de béton en tension (MPa)
- f_{py} : Contrainte de limite élastique de l'acier de précontrainte (MPa)
- f_{pu} : Résistance nominale de l'acier de précontrainte (MPa)
- f_f : Fonction temps pour fluage
- G_g : Module de cisaillement de l'adhésif (MPa);
- I : Moment d'inertie de la section
- k_b : Coefficient dépendant de la grandeur de système poutre - lamelle de PRF
- k_z : Rigidité unitaire de l'adhésif présenté par ressort (MPa/mm)
- L_d : Longueur de développement (mm)
- L : Longueur de collage (mm)
- L_{bd} : Longueur critique de collage (mm) (longueur de développement)
- L_e : Longueur de collage efficace (mm)
- M_0 : Moment dû à la charge morte (kN-m)
- M_{cr} : Moment de fissuration (kN-m)
- M_D : Moment dû à la charge permanente du pont (kN-m)
- $M_{ÉLUL}$: Moment des états limites ultime (kN-m)
- $M_{ÉLUT}$: Moment des états limites d'utilisation (kN-m)
- $M_{ÉLUF}$: Moment des états limites de fatigue (kN-m)
- M_U : Moment ultime (kN-m)
- N_g : Force axiale dans l'adhésif (N)
- P : Charge appliquée (kN)

- P_0 : Force de précontrainte (kN)
- P_{fb} : Perte de précontrainte due au fluage (kN)
- P_U : Charge ultime (kN)
- PH : Humidité relative (%)
- s : Espacement des fissures (mm)
- T : Force de traction (kN)
- t_g : Épaisseur de couche de l'adhésif (mm)
- t_j : Temps à la fin de l'intervalle à l'étude (jours)
- t_i : Temps au début de l'intervalle à l'étude (jours)
- t_{FRP} : Épaisseur d'une lamelle de composite (mm)
- w : Ouverture des fissures (mm)
- y : Coordonné de lit des torons (mm)
- $y_{c.g.}$: Coordonnée du centre de gravité (mm)
- α : Coefficient définis par Chen et Teng (2001) (=0.427)
- $\Delta\varepsilon$: Incrément de déformation ($\times 10^{-6}$)
- Δf_p : Variation de contrainte dans les torons (MPa)
- ΔP : Variation de la force de précontrainte (kN)
- ΔP_{rb} : Perte de la force de précontrainte due au retrait (kN)
- ΔP_{fb} : Perte de la force de précontrainte due au fluage (kN)
- $\Delta\sigma$: Variation de contrainte (MPa)
- ε_c : Déformation du béton ($\times 10^{-6}$)

- ε_{cu} : Déformation ultime du béton ($\times 10^{-6}$)
- ε_i : Déformation instantanée ($\times 10^{-6}$)
- ε_{\max} : Déformation maximale ($\times 10^{-6}$)
- ε_r : Déformation du béton due au retrait ($\times 10^{-6}$)
- ε_U : Déformation ultime ($\times 10^{-6}$)
- $\bar{\varepsilon}$: Déformation moyenne ($\times 10^{-6}$)
- γ_F : Coefficient de tenue pour la résistance du contact de PRF
- γ_L : Coefficient de tenue pour la longueur du contact de PRF
- γ : Masse volumique du béton (kg/m^3)
- π_{bg} : Contrainte normale entre le béton et l'adhésif (MPa)
- π_{bp} : Contrainte normale entre l'adhésif et le composite (MPa)
- σ_{ba} : Contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité de l'acier de précontrainte (MPa)
- σ_{in} : Contrainte initiale après pertes élastiques instantanées (MPa)
- σ_{FRP} : Contrainte dans le composite à la rupture d'ancrage (MPa)
- σ_{\max} : Contrainte maximale (MPa)
- σ_n : Pertes de contrainte par relaxation de l'acier de précontrainte (MPa)
- σ_u : Contrainte ultime (MPa)
- τ_{bg} : Contrainte tangentielle entre le béton et l'adhésif (MPa)
- τ_{bp} : Contrainte tangentielle entre l'adhésif et le composite (MPa)
- ν : Rapport Volume / Aire

- ψ_{BF} : Courbure flexionnelle du béton fibré ($\times 10^{-6} \text{mm}^{-1}$)
- ψ_{BHP} : Courbure flexionnelle du béton haute performance ($\times 10^{-6} \text{mm}^{-1}$)
- ψ_F : Coefficient expérimental pour la résistance du contact de PRF ($\cong 0.64$)
- ψ_L : Coefficient expérimental pour la longueur du contact de PRF ($\cong 0.85$)

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	: American Concrete Institute
AIS	: Analyse Inélastique de structures
BF	: Béton Fibré
BHP	: Béton à Haute Performance
ÉPM	: École Polytechnique de Montréal
FRP	: Fiber Reinforced Polymer
ISIS	: Intelligent Sensing for Innovative Structures
LVDT	: Linear Variable Displacement Transducer
MTQ	: Ministère des Transports du Québec
PCI	: Prestressed Concrete Institute
PRF	: Polymère Renforcé des Fibres

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralité

Nous vivons dans un monde où le réseau d'infrastructure routier constitue un système névralgique pour n'importe quelle société moderne. Le réseau routier du Québec n'en fait pas une exception. En vertu des circonstances politiques et économiques établies depuis plusieurs décennies, auxquelles s'ajoutent les conditions géographiques et climatiques, presque la moitié de la valeur totale des échanges commerciaux transite sur le réseau routier de la province. Cette situation est très commune dans l'ensemble de l'Amérique du Nord.

Les ponts sont un élément-clé dans la fonctionnalité de n'importe quel réseau routier, en permettant de franchir les obstacles ou d'offrir des solutions aux problèmes de trafic. Le réseau du Québec compte plus de 10 000 ponts dont 67% (Gérard Desgagné – conférence (RF)2B 2007) sont en béton. L'âge moyen de ces ponts est de 36 ans et selon les statistiques du Ministère des Transports du Québec, ils ont besoin d'une première réparation 30 ans après leur mise en service.

1.2 Problématique

L'état du réseau routier est étroitement relié au niveau de développement et à la vitalité de notre société. De nombreux ponts du réseau routier québécois ont un tablier constitué de poutres en béton précontraint qui, suite à des détériorations, peuvent nécessiter un renforcement.

Dans les dix dernières années du 20^{ème} siècle et les dix du début du 21^{ème} siècle, la problématique de la réhabilitation des structures en béton armé est devenue un sujet important par tout le monde. Plusieurs travaux de recherche ont été dédiés à ce sujet. Par contre, le phénomène de dégradation des structures pose de nouveaux défis aux équipes de recherche.

Dans ce projet de recherche, on n'aborde qu'une partie seulement de ce vaste sujet. Cette étude porte sur les structures du réseau routier qui ont perdu leur capacité portante ou encore

celles où le niveau de charges de service a été accru. Quelques exemples simples mais très fréquents sont :

- a) les poutres endommagées par un impact direct de véhicules, spécialement les poutres de rive;
- b) les poutres ayant perdu une partie de leur capacité portante causé par la dégradation progressive due aux conditions sévères d'exposition (milieu urbain, sels de déverglaçage, etc.);
- c) la sollicitation en charge accrue au fil du temps impose d'augmenter la capacité portante des ponts conçus pour supporter une charge n'est plus actuelle aujourd'hui.

Plusieurs techniques de réparation et renforcement des structures ont été développées au fil du temps. Parmi celles-ci, on retrouve les structures renforcées par des plaques, bandes ou lamelles fixées aux structures à partir de la face externe. Divers matériaux sont utilisés pour cette application afin d'atteindre une réponse structurale composite plus efficace.

Les techniques qui sont déjà devenues traditionnelles se basent sur l'utilisation d'acier pour former un matériau composite (action mixte béton et acier). Cette approche a été reconnue comme une solution propice pour améliorer la performance structurale. Cependant, l'utilisation des plaques ou des bandes en acier est accompagnée par des hauts coûts d'installation et d'entretien, le poids propre augmenté, l'intrusion visuelle et la possibilité de corrosion en diminuant la capacité de l'interface adhésive. Les nouveaux défis pour améliorer ces aspects sont apparus avec des matériaux alternatifs amenés par le développement de l'industrie synthétique. Initialement, l'application de ces matériaux ne visait qu'à répondre à la demande de la construction aérospatiale. Toutefois l'emploi de matériaux composite a débuté dans le milieu du génie civil au début des années 1990 dans la perspective de trouver une solution efficace et durable. L'application de polymères renforcés de fibres (PRF ou FRP) est de plus en plus fréquente dans le champ de la réparation et du renforcement de structures en béton.

Malgré une résistance plus élevée que l'acier et une composition non corrosive, les concepteurs de structures ont besoin d'une compréhension plus profonde des mécanismes de renforcement avec les démonstrations pratiques des avantages à long terme. La plage

d'efficacité, avec ses limitations, doit être établie pour la méthode de renforcement de structures par matériaux composites.

La technique de renforcement étudiée dans le cadre de ce projet consiste à utiliser des lamelles de matériaux composites collées à la surface externe sans appliquer une tension initiale au moment d'installation. Cette technique constitue un renforcement dit passif. Au contraire d'un renforcement actif, l'application d'un renforcement passif ne referme pas l'ouverture de fissure existante.

Le problème particulier de l'étude réside en la détermination du niveau de précontrainte résiduelle pour lequel les poutres renforcées avec la technique passive offrent un comportement satisfaisant. Il faut pouvoir déterminer le niveau de fissuration sous les charges de service ainsi que la résistance ultime pour prédire la capacité d'une structure renforcée.

Le phénomène du décollement prématuré de matériaux composites a été observé par plusieurs chercheurs lors de la phase expérimentale. Par conséquent, une incertitude lors de la détermination ou la prédiction de capacité portante résiduelle pour une structure endommagée et par la suite renforcée par des matériaux composites ne permet pas d'identifier la plage à l'intérieure de laquelle ce type de renforcement est applicable.

1.3 Objectifs

Dans le cadre de ce projet plusieurs objectifs sont envisagés :

- Résoudre le problème de décollement prématuré en adoptant des dispositions constructives permettant de repousser, voire d'éliminer, le mode de rupture observé;
- Appliquer la technique de renforcement sur une série de poutres précontraintes;
- Confirmer la validation des hypothèses de l'outil de calcul et son applicabilité pour prédire le comportement de poutres réelles;
- Conclure d'une manière définitive sur l'applicabilité des méthodes de renforcements actif et passif.

1.4 Méthodologie et contenu du mémoire

Pour faire une synthèse des travaux de recherches déjà réalisés en faisant les points sur les détails des solutions pour la problématique du présent projet, une revue bibliographique fait l'état des connaissances au chapitre 2. La définition d'une rupture prématurée avec la classification par type est proposée au début. Un sommaire des solutions analytiques et pratiques est proposé par la suite.

La première phase expérimentale est présentée au chapitre 3. Il s'agit des études préliminaires sur huit spécimens sollicités en traction directe. Les facteurs d'influence sur un décollement prématuré doivent être étudiés afin de recenser la direction à prendre dans les phases suivantes. Une série d'analyses par éléments finis, avait pour but de valider les résultats et permettre d'expliquer les comportements observés lors des essais.

Les chapitres 4 et 5 portent sur la phase 1 des essais en flexion. Une série des spécimens de petite dimension testés en flexion avec la charge appliquée au centre permet de déterminer la meilleure technique de renforcement.

La première phase des essais en flexion a pour but de vérifier les hypothèses du comportement de l'interface entre le béton et le matériau composite en utilisant différentes techniques de préparation de surface à coller, différents niveaux de renforcement et différents types de béton. Cette phase se limite à étudier la résistance relative des différents types de contact sans tenir compte de l'influence sur celui de la présence d'une zone réparée. L'endommagement n'est simulé que par une entaille au niveau du béton de la fibre tendue au droit du point de chargement.

La phase 2 des essais en flexion est présentée aux chapitres 6 et 7. Elle a pour but d'étudier le comportement des six poutres en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites. Une région d'endommagement a été introduite lors de cette phase. Une validation de différentes techniques du collage du composite développées au chapitre 5 ainsi que de différents niveaux de renforcement de la zone réparée afin d'empêcher la rupture prématurée sont présentés à cette étape.

La troisième phase des essais en flexion vise à valider deux techniques de collage de composite ainsi que différents types de renforcement de la zone endommagée retenues à partir

des phases précédentes du présent projet. Les trois poutres en béton précontraint possèdent un défaut introduit lors de leur fabrication afin de simuler une poutre endommagée et par la suite réparée. L'efficacité des méthodes de renforcement proposées sera validée lors de cette phase. Cette étape expérimentale est expliquée aux chapitres 8 et 9.

Le chapitre 10 aborde une série d'analyses visant à valider la modélisation à l'aide du logiciel A.I.S. du comportement des deux poutres testées lors de la phase 3 des essais de flexion. La méthode de simulation du comportement doit être vérifiée.

Les analyses paramétriques seront présentées par la suite dans le même chapitre 10. L'objectif de ces analyses est de déterminer la plage d'efficacité ainsi que de déterminer des limites de la méthode de renforcement à l'aide de matériaux composites. Les critères de serviabilité de structure seront définis par le code S6-06.

Les conclusions tirées du présent projet sont exposées au chapitre 13. Une série des recommandations pratiques pour appliquer les techniques de renforcement proposées par cette recherche sont présentée de façon détaillée. Les suggestions pour l'amélioration du logiciel A.I.S., ainsi que pour les études futures sont présentées à la fin.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Généralité

Ce chapitre présente une revue bibliographique concernant la problématique étudiée dans le cadre de ce projet ainsi que la méthodologie des solutions découvertes par des chercheurs du monde entier.

2.2 Classification de ruptures

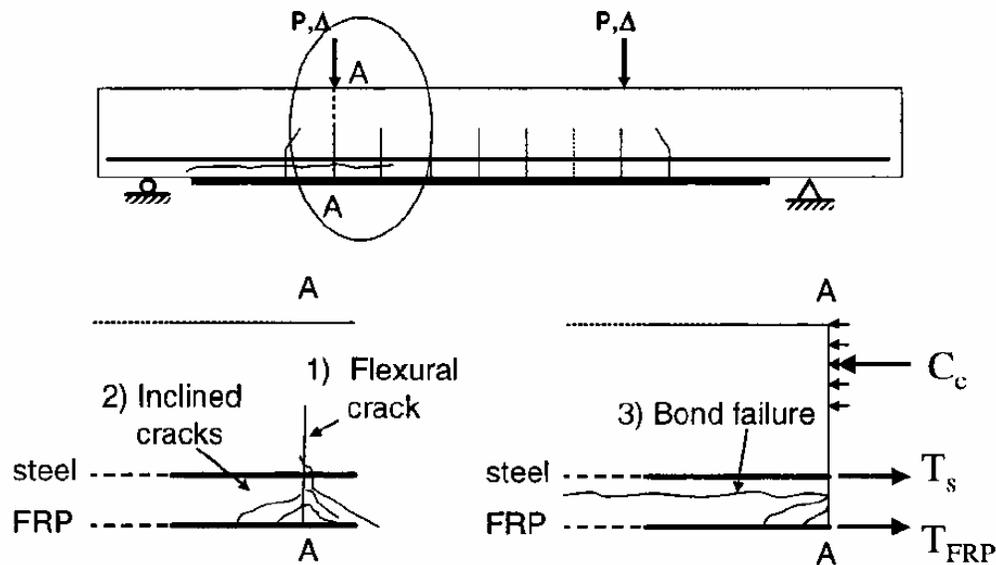
Camata et coll. (2004) ont étudié le mécanisme de rupture d'éléments structuraux en béton renforcé à l'aide de matériaux composites collés à la surface du béton. Dans leur travail, les auteurs donnent une liste de sept types de mécanismes de rupture d'une poutre en béton renforcée par des lamelles en fibre de carbone, soit :

- 1) Rupture dans le matériau composite lorsque la déformation ultime du composite est atteinte, les barres d'acier sont plastifiées;
- 2) Rupture de la poutre en cisaillement à l'extrémité de la lamelle où la rotule plastique est formée;
- 3) Écrasement du béton lorsque la déformation ultime de compression est atteinte, les barres d'aciers sont plastifiées;
- 4) Écrasement du béton lorsque la déformation ultime en compression est atteinte, les barres d'aciers ne sont pas encore plastifiées;
- 5) Rupture de poutre en cisaillement lorsque la sollicitation en cisaillement dépasse sa résistance;
- 6) Délaminage des lamelles aux extrémités;
- 7) Décollement du composite au centre causé par des fissures en flexion dans la région de moment maximal.

Les trois premiers cas sont caractérisés par un comportement plus ductile par rapport aux autres. La rigidité et la résistance de l'interface du collage entre le composite et le béton sont soulignées comme les paramètres parmi les facteurs les plus importants capables de changer le mode de rupture de la poutre renforcée par composite. Toutefois, seulement les deux derniers cas présentent une rupture prématurée. Ceux-ci ont, par la suite, été étudiés en détail par les chercheurs (Camata et coll. 2004).

Selon ces auteurs (Camata et coll. 2004) le décollement au centre se produit à partir d'une fissure en flexion et se propage vers l'extrémité de lamelle. Des fissures inclinées se forment dues à la concentration de contrainte sur la zone du béton proche à la fissure. La rupture survient lorsque les efforts dans l'interface adhésive dépassent sa résistance. Camata fait référence à d'autres sources comme Tumialan et coll. (1999), Fanning et Kelly (2001) et Sebastian (2001) en affirmant que ce type de ruptures est ductile compte tenu de la plastification de l'acier d'armature au niveau de fissures.

a) Crack starts at section A-A and propagates toward left support



b) Wedge formation

c) Stresses at section A-A (cracked)
and failure propagation

Figure 2.1 : La rupture avec le décollement à mi-portée (Camata et coll. 2004)

Le deuxième type de rupture prématurée, le décollement des lamelles aux extrémités (end peeling), survient au bout de lamelle du matériau composite. Cette rupture est provoquée par une combinaison des contraintes normales et de cisaillement. Les déformations axiales dans le composite à cet endroit sont égales à zéro tandis qu'une concentration de contraintes de cisaillement dans le béton et l'interface adhésive est provoquée par discontinuité de lamelle. Par contre, la réponse des aciers d'armature est élastique compte tenu du faible niveau du moment fléchissant proche aux appuis. Cette rupture est typique pour des poutres courtes et est de nature fragile. La Figure 2.2 illustre ce type de rupture.

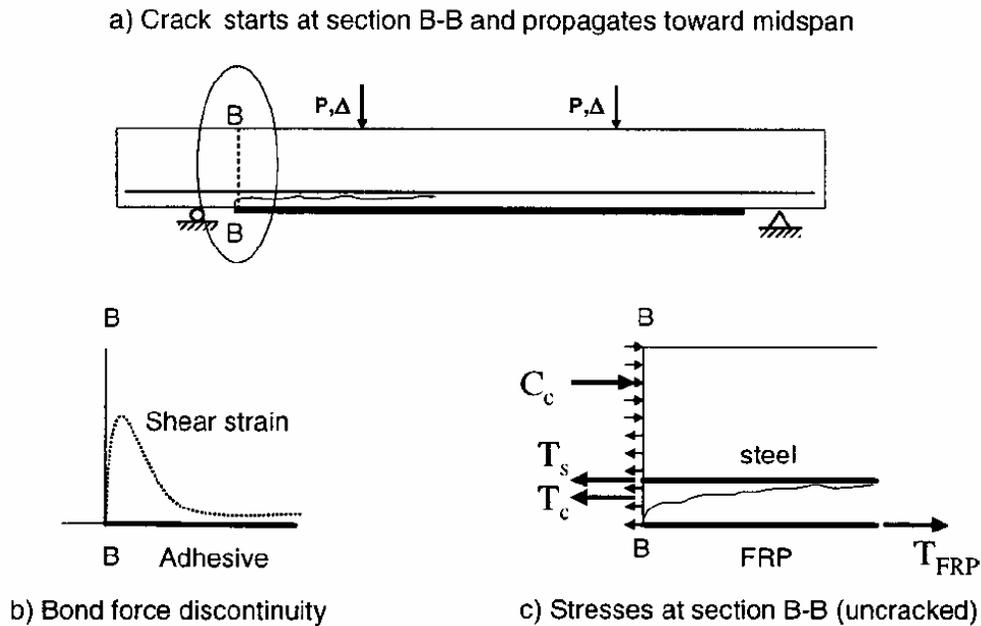


Figure 2.2 : Décollement à l'extrémité (end peeling) (Camata et coll. 2004)

Teng et coll. (2003) présentent sept différents modes de rupture pour la poutre renforcée en flexion par matériaux composites (Figure 2.3). Les quatre derniers modes décrivent la rupture prématurée, tandis que les autres s'apparentent aux modes de rupture des poutres conventionnelles en béton armé. Par contre, tous les modes de rupture prématurée sont classifiés dans deux types :

- 1) décollement à l'extrémité de lamelle ;

- 2) décollement dans la région centrale à partir des fissures flexionnelles ou de flexion-cisaillement.

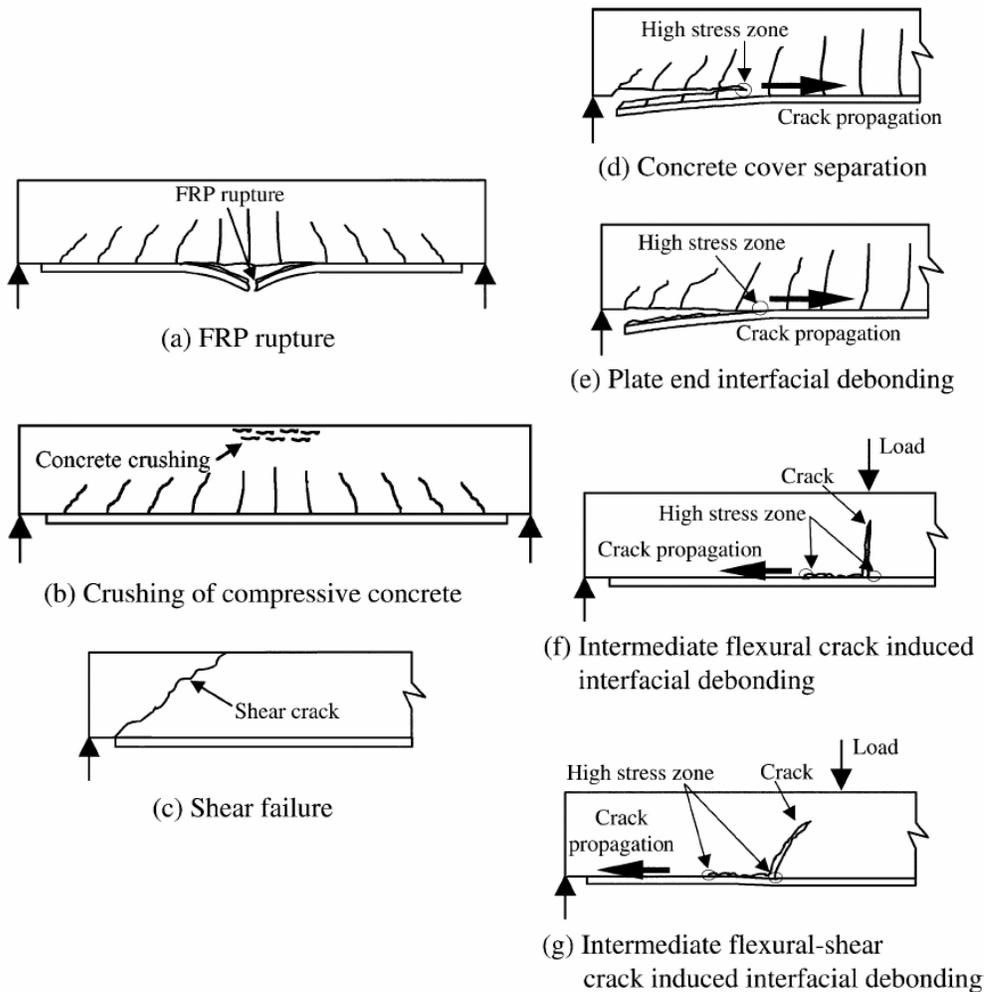


Figure 2.3 : Modes de rupture d'une poutre en béton armé renforcée en flexion par des lamelles de composite (Teng et coll. 2003)

Les auteurs (Teng et coll. 2003) décrivent le mécanisme du décollement au centre comme le phénomène initié par la formation d'une seule fissure flexionnelle d'une taille importante. Les efforts libérés dans la zone fissurée sont acheminés à la lamelle du composite, c'est pourquoi le niveau de contrainte dans l'interface béton-composite à voisinage avec la fissure accroît

jusqu'à atteindre la rupture du contact. L'ouverture de la fissure est considérée comme le mécanisme qui contrôle l'initiation et la propagation du décollement.

2.3 Longueur d'ancrage

Chen et Teng (2001) ont offert un modèle de résistance de contact entre le béton et le composite en se basant sur la méthode de régression des paramètres à partir des courbes expérimentales:

Contrainte dans le composite au moment de la rupture d'ancrage

$$\sigma_{FRP} = \alpha \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_{FRP} \sqrt{f'_c}}{t_{FRP}}} ; \quad (2-1)$$

où

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_{FRP} / b_c}{1 + b_{FRP} / b_c}} ; \quad (2-2)$$

et

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e ; \\ \sin \frac{\pi L}{2L_e} & \text{si } L < L_e ; \end{cases} \quad (2-3)$$

La longueur de développement est définie comme :

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot t_{FRP}}{\sqrt{f'_c}}} ; \quad (2-4)$$

Par contre, pour la conception afin d'assurer la qualité d'ancrage, les auteurs (Chen et Teng 2001) suggèrent l'utilisation d'un coefficient de pondération égale à 2 appliqué sur la valeur de longueur de développement.

E_{FRP} : Module élastique de composite (MPa) ;

t_{FRP} : Épaisseur d'une lamelle de composite (mm) ;

b_{FRP} : Largeur d'une lamelle de composite (mm) ;

f'_c : Résistance du béton en compression (MPa) ;

b_c : Largeur du bloc de béton (mm) ;

L : Longueur de collage (mm) ;

L_e : Longueur de collage efficace (mm) (longueur de développement) ;

α : 0.427 définis par Chen et Teng (2001).

Aprile et Beneditti (2004) proposent un autre modèle pour évaluer la force d'ancrage et la longueur développée pour des lamelles de composite collées sur une surface de béton en traction.

$$L_{bd} = \gamma_L \psi_L \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot t_{FRP}}{f_{cm}}} ; \quad (2-5)$$

$$f_{bd} = \frac{1}{\gamma_F} \psi_F k_b \sqrt{\frac{E_{FRP} \cdot f_{cm}}{t_{FRP}}} ; \quad (2-6)$$

$$k_b = \max \left\{ 1, \sqrt{\frac{2 - \frac{b_{FRP}}{b_c}}{1 + \frac{b_{FRP}}{400}}} \right\} ; \quad (2-7)$$

Par contre, les auteurs précisent que la longueur effective d'ancrage est souvent plus courte par rapport à la longueur définie comme critique. Cette affirmation se base sur le phénomène de la distribution des fissures de flexion. C'est pourquoi, la longueur d'ancrage disponible

doit être évaluée comme la valeur minimale entre la longueur du contact L_{bd} et l'espacement de fissures s .

$$L_e = \min\{L_{bd}, s\} ; \quad (2-8)$$

Cependant, les évidences expérimentales montrent que les fissures d'une poutre renforcée par les PRF sont habituellement plus rapprochées par rapport à celle sans un tel renforcement. Présentement, aucun modèle complètement efficace pour évaluer l'espacement des fissures dans une poutre renforcées par le composite n'est encore disponible. C'est la raison pourquoi, plusieurs codes de conception exigent l'utilisation des méthodes adoptées pour la poutre conventionnelle et par la suite appliquer des coefficients de pondération.

E_{FRP} : Module élastique du composite (MPa) ;

t_{FRP} : Épaisseur d'une lamelle de composite (mm) ;

f_{cm} : Résistance moyenne de la surface de béton en tension (MPa) ;

f_{bd} : Résistance du contact entre la surface de béton et PRF (MPa) ;

b_{FRP} : Largeur d'une lamelle de composite (mm) ;

b_c : Largeur de la surface du béton (mm) ;

L_{bd} : Longueur critique de collage (mm) (longueur de développement) ;

ψ_F : Coefficient expérimental pour la résistance du contact de PRF ($\cong 0.64$) ;

ψ_L : Coefficient expérimental pour la longueur du contact de PRF ($\cong 0.85$) ;

γ_F : Coefficient de tenue pour la résistance du contact de PRF ;

γ_L : Coefficient de tenue pour la longueur du contact de PRF ;

k_b : Coefficient dépendant de la grandeur de système poutre-lamelle.

Ascione et Feo (2000) présentent un modèle qui se base sur les propriétés du composite ainsi que de l'interface adhésive. Dans leur approche, les auteurs cherchent à équilibrer les efforts agissant dans la poutre en tenant compte de la contribution de l'adhésif (Figure 2.4). Ils modélisent la poutre renforcée comme un noyau en béton soumis aux efforts axiaux avec des plaques en composite connectées à l'aide des ressorts élastiques le long de l'assemblage. La rigidité des ressorts est présentée par k_i sur les trois axes cartésiens ($i=x, y$ et z).

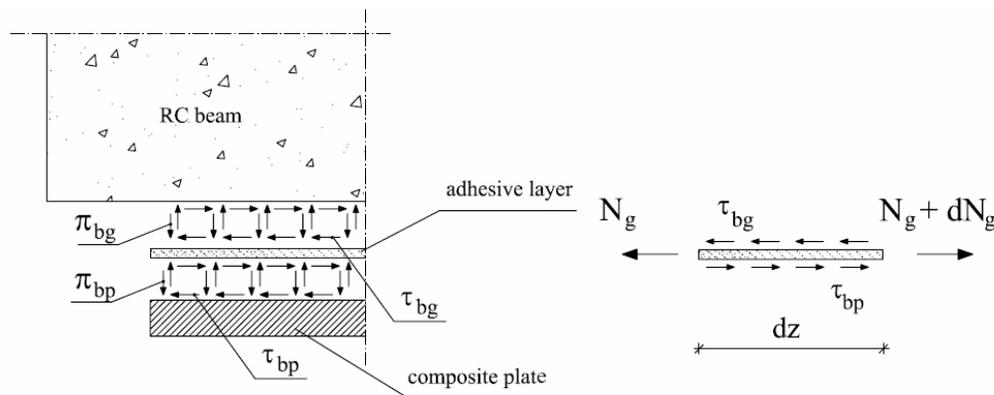


Figure 2.4 : Équilibre dans la couche adhésive (Ascione et Feo 2000)

N_g : Force axiale (N) ;

π_{bp} : Contrainte normale entre l'adhésif et le composite (MPa) ;

π_{bg} : Contrainte normale entre le béton et l'adhésif (MPa) ;

τ_{bp} : Contrainte tangentielle entre l'adhésif et le composite (MPa) ;

τ_{bg} : Contrainte tangentielle entre le béton et l'adhésif (MPa).

La longueur de développement est définie comme :

$$L_d = \sqrt{\frac{E_{FRP} A_{FRP}}{b_{FRP} k_z}} = \sqrt{\frac{E_{FRP}}{G_g} t_{FRP} t_g} ; \quad (2-9)$$

E_{FRP} : Module élastique du composite (MPa) ;

t_{FRP} : Épaisseur d'une lamelle de composite (mm) ;

b_{FRP} : Largeur d'une lamelle de composite (mm) ;

A_{FRP} : Aire de section d'une lamelle de composite (mm²) ;

t_g : Épaisseur de couche de l'adhésif (mm) ;

G_g : Module de cisaillement de l'adhésif (MPa) ;

L_d : Longueur de développement (mm) ;

k_z : Rigidité unitaire de l'adhésif présenté par ressort (MPa/mm) ;

Ce modèle a été validé avec succès à partir des études expérimentales réalisées par Swamy et coll. (1987) ainsi que d'après les résultats obtenus par Roberts (1989) dans ces analyses théoriques.

2.4 Utilisation des modificateurs de la rigidité de colle

Gao et coll. (2003-2004) ont étudié le rôle de l'interface adhésif pour la résistance d'une structure renforcée par des lamelles en composite. Afin d'améliorer la ductilité et la rigidité de l'interface adhésive, la résine réactive liquide a été mélangée avec la colle époxy.

Un modificateur à la base de caoutchouc (CTBN – Goodrich carboxyl terminated butadiene acrylonitrile copolymer) a été ajouté à raison de 10% et 20% lors de la phase expérimentale. Une série de huit poutres avec la géométrie présentée à la Figure 2.5 ont été préparées pour les essais comparatifs en flexion avec deux points de chargement.

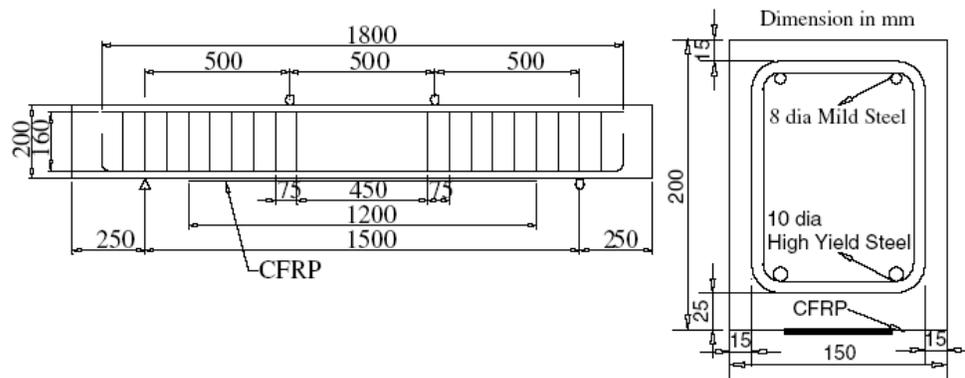


Figure 2.5 : Configuration de l'armature et du renforcement (Gao et coll. 2004)

La configuration et le type de renforcement sont indiqués à la Figure 2.5. Les poutres ont été classées comme suivantes :

Classe CON poutres de contrôle sans renforcement ;

Classe A poutres avec une épaisseur de PRFC = 0.22 mm ;

Classe B poutres avec une épaisseur de PRFC = 0.44 mm.

Les poutres des classes A et B avaient été divisées en trois types chacune selon le pourcentage du modificateur de caoutchouc (CTBN). Le Tableau 2.1 présente les détails de renforcement ainsi que le pourcentage de la résine de caoutchouc.

La Figure 2.6 présente la réponse graphique des poutres testées. La poutre B20 (20% de modificateur de caoutchouc) a atteint un gain en résistance de 12% par rapport à la poutre B0 (sans modificateur de caoutchouc), tandis que la poutre B10 n'a atteint que 7.9%. Pour la classe A, l'amélioration de résistance atteinte pour la poutre A20 est de 8.9% en relation avec la poutre A0. La poutre A10 n'a démontré aucun avantage, sa résistance était légèrement inférieure à celle de la poutre A0.

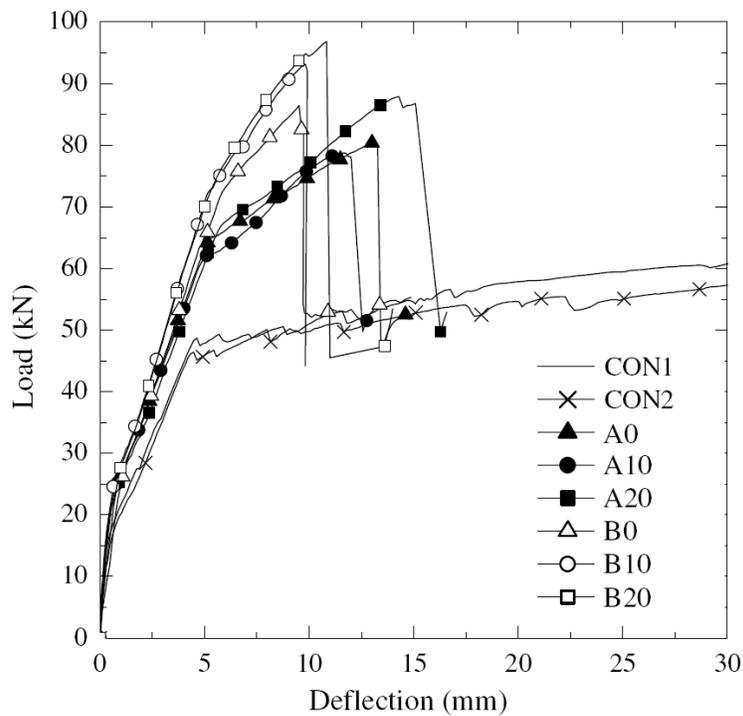


Figure 2.6 : Flèche au centre (Gao et coll. 2004)

L'amélioration observée dans le projet de Gao et coll. (2004) a été attribuée au changement du module élastique de l'adhésif. Le changement du module élastique a été réussi grâce à l'ajout du modificateur de caoutchouc. La diminution de rigidité de l'interface adhésive réduit la concentration des efforts aux extrémités de renforcement ainsi qu'au niveau des fissures.

Tableau 2.1: Description des spécimens de Gao et coll. (2004)

Poutre	Épaisseur de CFRP (mm)	Épaisseur d'adhésif (mm)	Contenu de modificateur caoutchouc (%)
CON1	0	-	-
CON2	0	-	-
A0	0.22	2	0
A10	0.22	2	10
A20	0.22	2	20
B0	0.44	2	0
B10	0.44	2	10
B20	0.44	2	20

Une autre méthode pour éviter la rupture prématurée consiste en l'utilisation de l'interface adhésive avec un module d'élasticité variable. Cette technique a été développée par les chercheurs de l'EMPA à Zurich (Massicotte 2005 – communication personnelle). L'application d'une autre variable le long de la poutre permet de changer le module de façon graduelle le long de lamelle du composite. Par conséquent, une rigidité moins importante est visée aux endroits probables de concentration des efforts. Malgré l'amélioration de résistance, cette technique est complexe du point de vue de sa réalisation. Vu que la variation de module s'effectue au niveau moléculaire du mélange, cette méthode souffre d'un mécanisme d'inspection de la qualité d'installation facilement accessible en situ. De plus elle ne s'applique qu'aux endroits connus de concentration d'efforts, comme à l'extrémité des lamelles ou aux points de discontinuité. Pour ces raisons, dans le cadre du présent projet cette technique ne pourrait pas être considérée comme une recette fiable.

2.5 Utilisation d'ancrage mécanique

Buyle-Bodin et David (2002) dans leur travail ont proposé trois techniques différentes afin d'empêcher la rupture prématurée pour les poutres en béton armé renforcées par des composites.

Pour vérifier les hypothèses concernant l'amélioration possible, une série de six poutres a été préparée pour être testée en flexion de quatre points. Une portée de 2800 mm pour les appuis et une autre de 1000 mm pour l'application de charge ont été choisies pour cette série d'essais.

Les spécimens avaient une longueur totale de 3000 mm et une section de 150 mm de largeur et une hauteur de 300 mm. L'armature longitudinale en acier consiste en deux barres de 14 mm de diamètre (550 MPa de limite élastique) dans la zone tendue et deux barres de 8 mm de diamètre en compression. Les étriers ont été installés avec un espacement de 150 mm et le recouvrement de béton de 20 mm.

La Figure 2.7 présente le schéma du renforcement principal en composite qui consiste en deux lamelles de Sika Carbodur de 1.2 mm d'épaisseur, 50 mm de largeur et 2600 mm de longueur. Afin d'introduire un défaut de renforcement, la distance de 100 mm entre l'appui et l'extrémité de lamelle du composite ne respectait pas la longueur minimale, définie pour tel ancrage, égale à 150 mm.

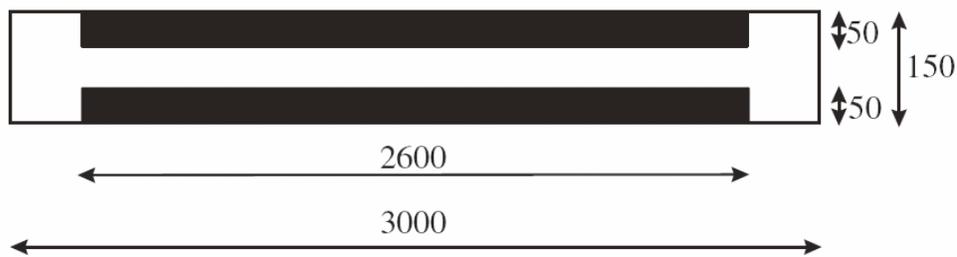


Figure 2.7 : Configuration de renforcement par composite (Buyle-Bodin et David 2004)

Les deux premières poutres ont été préparées afin de comparer les résultats et souligner le niveau d'amélioration. La poutre A avait pour but de présenter une poutre ordinaire sans aucun renforcement en composite. Tandis que la poutre B a été renforcée par composite, mais sans renforcement d'ancrage.

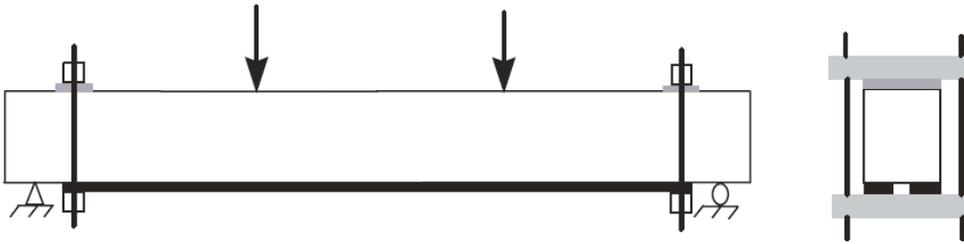


Figure 2.8 : Renforcement d'ancrage par des serres – Poutre C (Buyle-Bodin et David 2004)

La première technique du renforcement d'ancrage consiste en utilisation d'un système de serres installées sur les deux extrémités des lamelles. Afin d'assurer l'efficacité d'ancrage, les deux boulons externes sur chaque serre ont été mis en tension étant 80% de sa capacité élastique (Figure 2.8).

La méthode de renforcement d'ancrage par les étriers en composites a été présentée sur deux configurations. La première avec des étriers collés à la surface latérale de façon transversale – poutre D, tandis que les étriers collés à 45 degrés constituent la deuxième configuration – poutre E. Les détails de ces types de renforcement sont illustrés à la Figure 2.9.

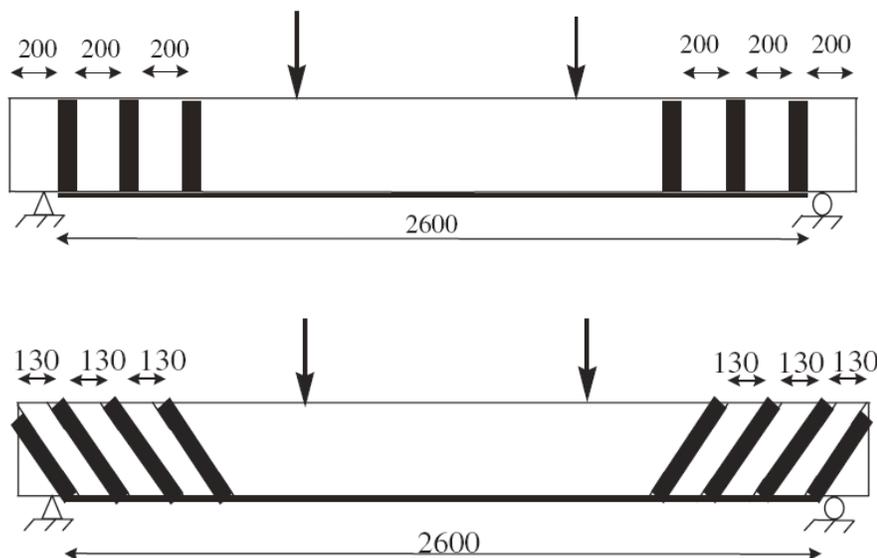


Figure 2.9 : Renforcement d'ancrage par des étriers en composite – Poutre D et E (Buyle-Bodin et David 2004)

La technique de renforcement par une bande large en Sikadur 330 collée en U a été appliquée pour renforcer l'ancrage pour la poutre F. Le renforcement commence à 150 mm de chaque extrémité de lamelle. Les fibres de carbone sont orientées de façon transversale à l'axe longitudinal de la poutre. La Figure 2.10 présente ce type de renforcement.

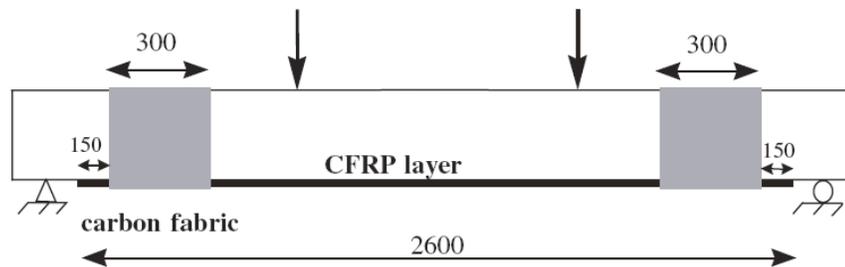


Figure 2.10 : Renforcement d'ancrage par des bandes larges en composite – Poutre F (Buyle-Bodin et David 2004)

Les graphiques présentés à la Figure 2.11, la Figure 2.12 et la Figure 2.13 soulignent le niveau d'amélioration observé par les auteurs pour toute la série d'essais.

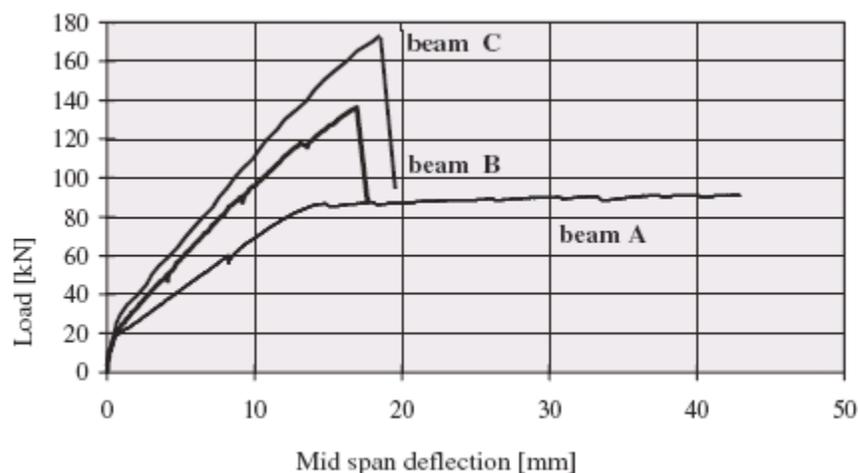


Figure 2.11 : Flèche au centre – poutres A, B et C (Buyle-Bodin et David 2004)

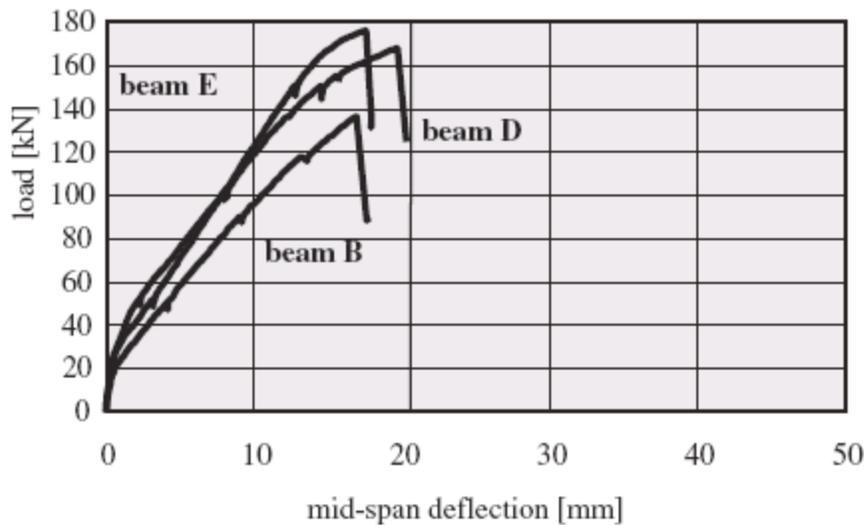


Figure 2.12 : Flèche au centre – poutres B, D et E (Buyle-Bodin et David 2004)

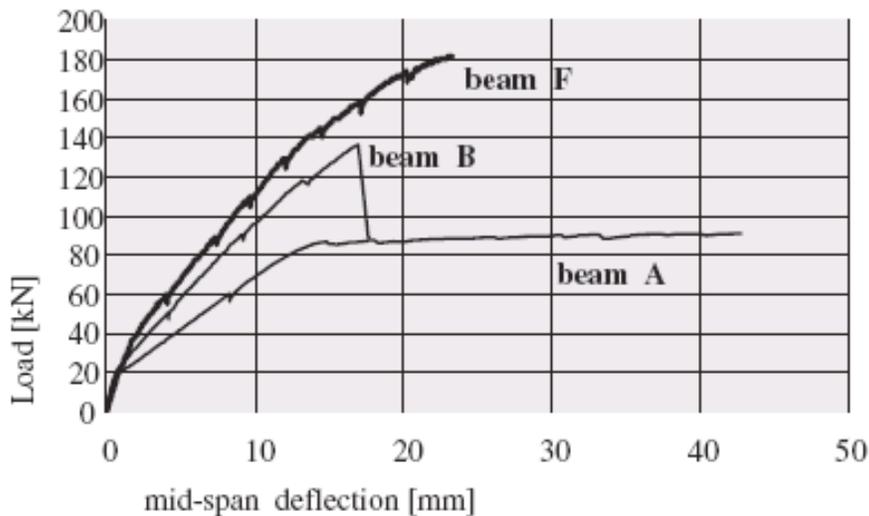


Figure 2.13 : Flèche au centre – poutres A, B et F (Buyle-Bodin et David 2004)

La poutre C, renforcée par des serres mécaniques, présente une amélioration en résistance de 26% par rapport à la poutre B sans aucun renforcement d'ancrage. La rupture fragile des poutres B et C n'était pas accompagnée par la plastification des barres d'acier.

Le gain en résistance pour les poutres D et E atteint respectivement 23% et 28%. Au contraire avec la poutre C, la plastification de barres d'armature a été captée par des jauges de déformation lors de rupture des poutres D et E.

Une résistance accrue de 34% par rapport à la poutre B a été obtenue lors de l'essai sur la poutre F. Par contre, cette technique a montré une ductilité de 1.35 qui est inférieure à celles observées pour les poutres D et E respectivement de 1.5 et 1.4. Les chercheurs définissent la ductilité 1.0 comme correspondante à la poutre B. Vu que la poutre B n'a pas atteint le niveau de la plastification, il importe de mentionner que cette approche propose une surévaluation de ductilité et pourrait difficilement être mise en relief avec les essais d'autres chercheurs (Picard et coll. 1995). Par contre, la résistance ultime permet d'avoir une qualification adéquate de la méthode de renforcement.

Les trois techniques de renforcement ont démontré une amélioration de résistance considérable. Par contre, la rupture par décollement des lamelles de composite a été observée dans les trois cas. L'angle des étriers en composite a été remarqué comme un facteur important pour le renforcement. Le meilleur effet de renforcement a été attribué à la poutre renforcée avec la bande large en U. En conclusion, les auteurs proposent d'utiliser la combinaison de différentes techniques pour augmenter l'efficacité de future solution.

2.6 Conclusion

À la lumière des études menées par plusieurs chercheurs du monde entier, la problématique de ruptures prématurées a été exposée comme un phénomène indésirable sans aucune solution universelle retenue. Par contre, plusieurs techniques conduisant à l'élimination de l'effet nuisible ont été proposées.

Les trois directions sont clairement définies dans le chemin vers un renforcement fiable :

- a) le collage du composite sur une longueur d'ancrage adéquate ;
- b) l'utilisation de colle mélangée avec les modificateurs de la rigidité ;
- c) l'ajout d'ancrages mécaniques aux lamelles du composite.

Malgré tous ces résultats, une gamme large des limitations s'applique à chacune des solutions proposées. Par exemple, dans plusieurs modèles analytiques étudiés dans les travaux (Aprile et Benedetti 2004) et (Chen et Teng 2001) au sujet de la longueur d'ancrage adéquat, les chercheurs ne tiennent pas compte des propriétés de la couche adhésive ou la granulométrie du béton. Sans aucun doute, ce sont des facteurs qui peuvent changer le comportement de

l'effet composite (Gao et coll. 2003-2004). Par contre, un autre modèle qui comprend les propriétés de colle a été validé par les études menées dans le travail de Ascione et Feo 2000. Ce modèle s'avère plus approprié à la prévision de longueur d'ancrage vu que les propriétés de l'interface adhésive sont prises en compte. Deux autres méthodes ont été comparées par Folcher (2002). Les valeurs de longueur d'ancrage proposées par Sika Construction et la méthode de ISIS sont très différentes (Annexe A). La méthode d'ancrage mécanique est très commune dans la pratique, mais elle perd son efficacité en augmentant la largeur de la face inférieure de la poutre à renforcer. C'est-à-dire plus la semelle de la poutre à renforcer est large moins l'effet d'ancrage latéral sur les lamelles du composite situées au centre est efficace.

Les recherches menées par plusieurs chercheurs, manifeste une inquiétude concernant la rupture prématurée dont les ingénieurs de conception doivent tenir compte afin d'assurer la qualité du renforcement des structures à l'aide de matériaux composites.

CHAPITRE 3 ESSAIS EN TRACTION DIRECTE

3.1 Généralité

Ce chapitre présente une série d'essais préliminaires en traction directe. Les huit spécimens, présentant différentes techniques de collage des lamelles en matériaux composites, ont été testés sur une presse AMSLER de 980 kN (220 kips) de capacité en traction. Une analyse par éléments finis est ensuite proposée pour valider les résultats expérimentaux pour l'option retenue.

Les essais en traction directe reproduisent la région tendue d'une poutre endommagée. Cette région, soumise aux efforts de traction, est présentée sur la Figure 3.1. La poutre est renforcée par une lamelle en matériau composite. Afin de simuler le comportement adéquatement, les conditions aux frontières doivent être respectées. C'est pourquoi, les essais de traction ont été réalisés avec deux blocs en béton, renforcés par deux lamelles du composite disposées de façon symétrique.

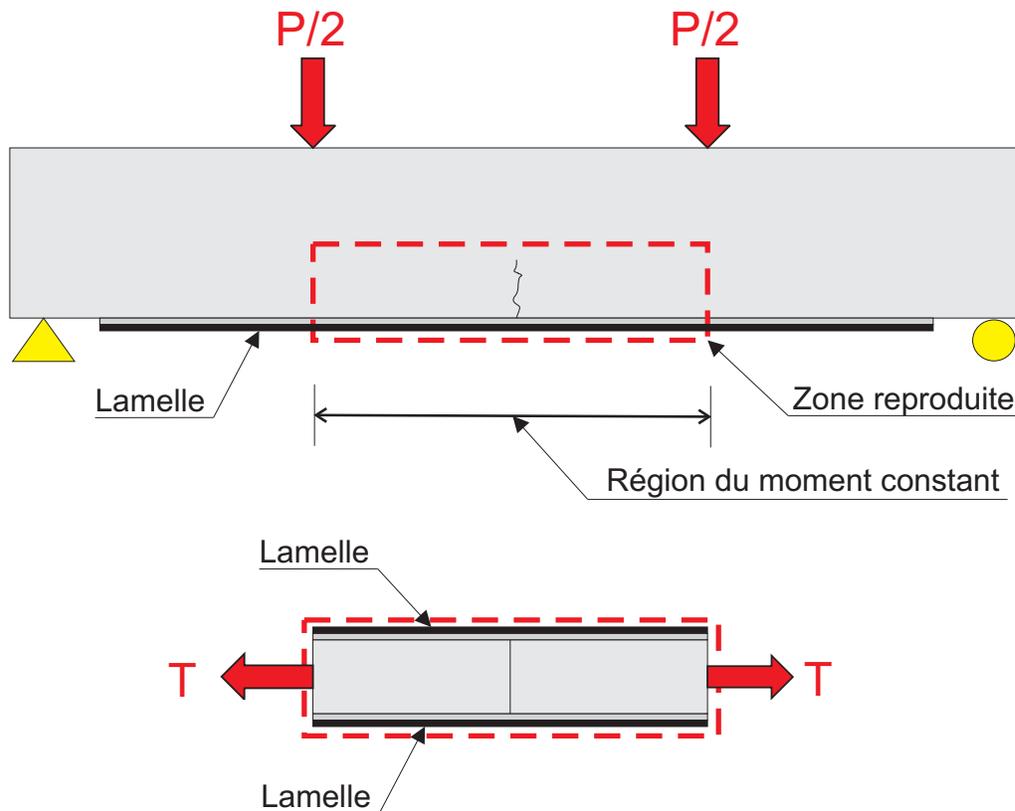


Figure 3.1 : Modèle de poutre à reproduire par essais en traction directe

3.2 Objectif de l'étude

Cette première phase expérimentale vise à tester les différentes techniques de collage afin d'identifier les paramètres importants du point de vue la résistance de l'assemblage béton-composite. Une méthode efficace et facile à appliquer doit être retenue à cette phase.

3.3 Description des spécimens

Chaque spécimen de cette phase a été composé de deux blocs en béton joints sur leur axe longitudinal à l'aide des deux lamelles collées sur deux faces opposées. Une section de 100 mm x 100 mm d'une longueur de 460 mm constitue la géométrie du bloc. Une barre d'armature 20M a été noyée dans le bloc lors du bétonnage afin d'assurer l'ancrage des spécimens dans les mâchoires de la presse. Tous les huit spécimens ont été préparés avec le même mélange de béton et le même niveau de renforcement de composite. La Figure 3.2 présente deux spécimens assemblés avant le test.

Une lamelle de CarboDur S512 (Sika Construction) avec une section nominale de 120 mm^2 a été collée sur chacune des deux surfaces opposées. Une couche de colle époxyde structurale Sikadur 30 (Sika Construction) de 2 à 3 mm d'épaisseur a été employée. Les spécimens ont été soumis à une cure de sept jours après l'application du composite pour assurer la résistance nominale de l'assemblage.

3.4 Spécimens T1, T2, T3 et T4

La surface à coller a été préparée au jet de sable pour augmenter la capacité d'ancrage pour tous les spécimens. La technique utilisée pour les quatre premiers spécimens différait en fonction de la surface où l'adhésif était appliqué. La Figure 3.3 montre les configurations de collage pour les spécimens de T1 à T4.

Les buts recherchés dans les différentes configurations sont d'éliminer la rupture en coin à la discontinuité causée par la fissure (Figure 5.32) et d'allonger la zone de transfert des efforts.



Figure 3.2 : Spécimens avant le test

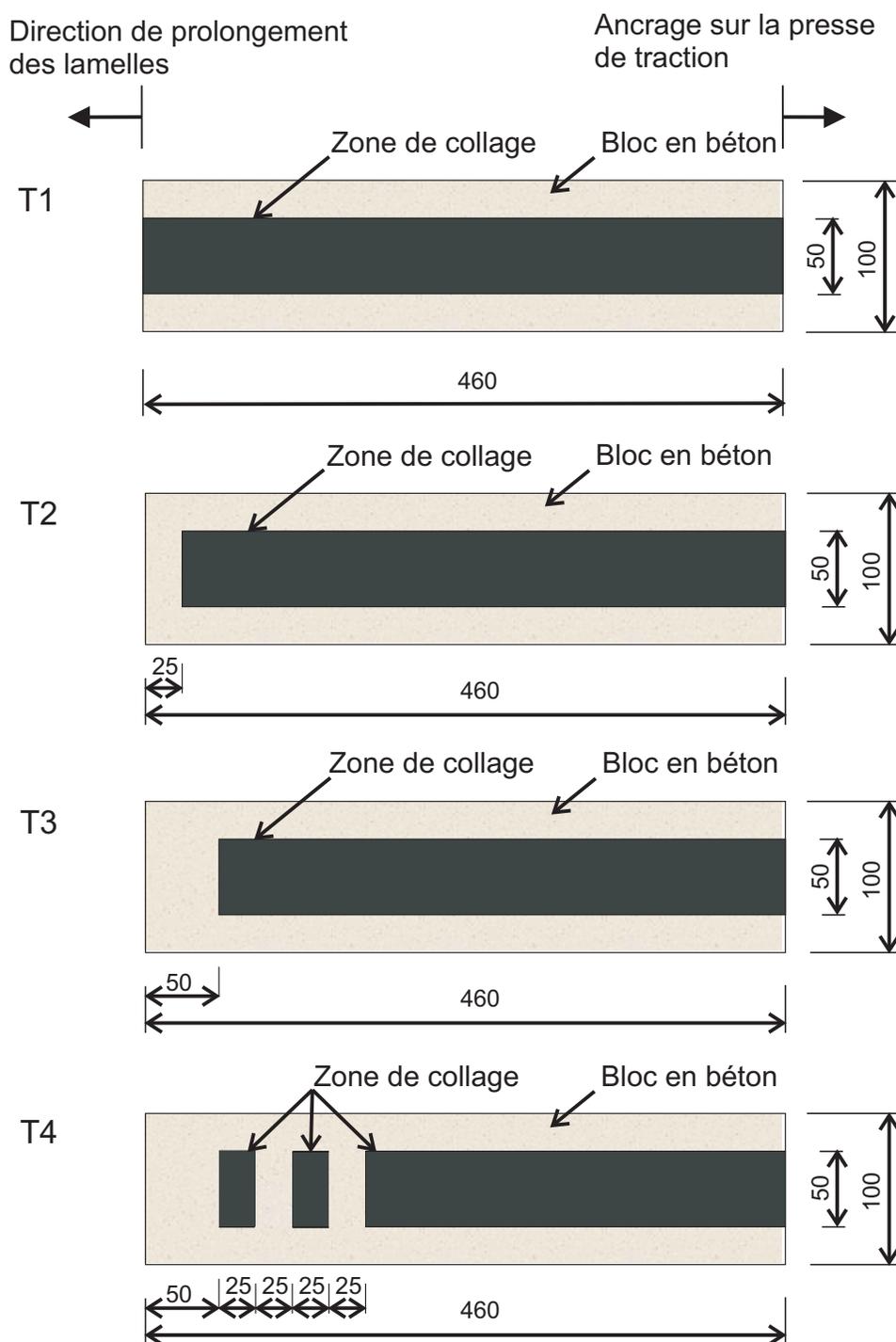


Figure 3.3 : Configuration de collage du composite pour les spécimens T1 - T4

Les résultats des essais sur les spécimens avec différentes configurations de collage sont présentés au Tableau 3.1.

Tableau 3.1: Résultats des essais – spécimens de T1 à T4

Spécimen	Charge de rupture (kN)	Observations
T1	68.06	Rupture en cisaillement du coin de bloc
T2	74.29	Rupture en cisaillement du coin de bloc
T3	70.73	Rupture à l'interface colle-béton contrôlée par résistance du béton
T4	72.06	Rupture à l'interface colle-béton contrôlée par résistance du béton

3.5 Spécimens T5, T6, T7 et T8

Une préparation spéciale de la surface du béton a été employée pour les spécimens de T5 à T8 en plus d'une méthode de préparation usuelle par jet de sable. Ces types de préparation sont décrits en détails au chapitre 4, à la section 4.7.1.

La surface du béton a été préparée par des stries longitudinales de 300 mm de longueur pour les spécimens T5 et T6. La différence entre le contour des stries de section carrée (spécimen T5) et des stries de section en sinus (spécimen T6) est présentée sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Une distance de 25 mm de chaque côté de l'axe central a été laissée sans colle pour les spécimens T5 et T6.



Figure 3.4 :

Spécimens T5 et T6 – stries longitudinales

L'objectif visé est de réduire les concentrations de contraintes en répartissant la zone de transfert des efforts entre le composite et le béton sur une plus grande surface.

La Figure 3.5 présente les spécimens préparés avec des trous d'ancrages et des stries de section carrée à 45 degré. Une distance de 50 mm de chaque côté de l'axe central a été laissée sans colle pour les spécimens T7 et T8.

Les résultats des essais sur les spécimens avec différentes configurations de collage sont présentés au Tableau 3.2.

Tableau 3.2: Résultats des essais – spécimens de T5 à T8

Spécimen	Charge de rupture (kN)	Observations
T5	75.6	Rupture du coin de bloc en cisaillement
T6	77.4	Rupture du coin de bloc en cisaillement
T7	80.1	Rupture à l'interface colle-composite contrôlée par résistance de la colle
T8	82.7	Rupture à l'interface colle-composite contrôlée par résistance de la colle



Figure 3.5 : Spécimens T7 et T8 – surface perforée et stries à 45 degré

3.6 Analyse par la méthode d'éléments finis - ADINA

Afin de bien comprendre les phénomènes observés lors des essais en traction directe, deux étapes des analyses par éléments finis ont été réalisées. La première étape visait à révéler l'influence de l'adhésif (analyse en 2D) alors que la deuxième étape servait à valider l'importance de la préparation de surface par des stries par rapport au collage ordinaire (analyse en 3D).

3.6.1 Modèle en 2 dimensions

Une poutre en flexion a été prise comme objet de cette analyse par éléments finis. La poutre est fissurée à mi-porté. La zone endommagée est renforcée par une lamelle du composite (CFRP) avec une section nominale de 60 mm^2 collée sur la face inférieure du béton.

La poutre est un élément structural complexe développée en 3 dimensions. Vu que l'objet des études est concentré sur le comportement de l'interface de contact entre le béton et le matériau composite, une série de simplifications du modèle a été adoptée. Les hypothèses adoptées supposent l'uniformité des matériaux, de la charge appliquée et des appuis sur largeur de la poutre. En conséquence, un modèle en 2 dimensions a été choisi pour la représentation des spécimens testés en traction directe (Figure 3.6).

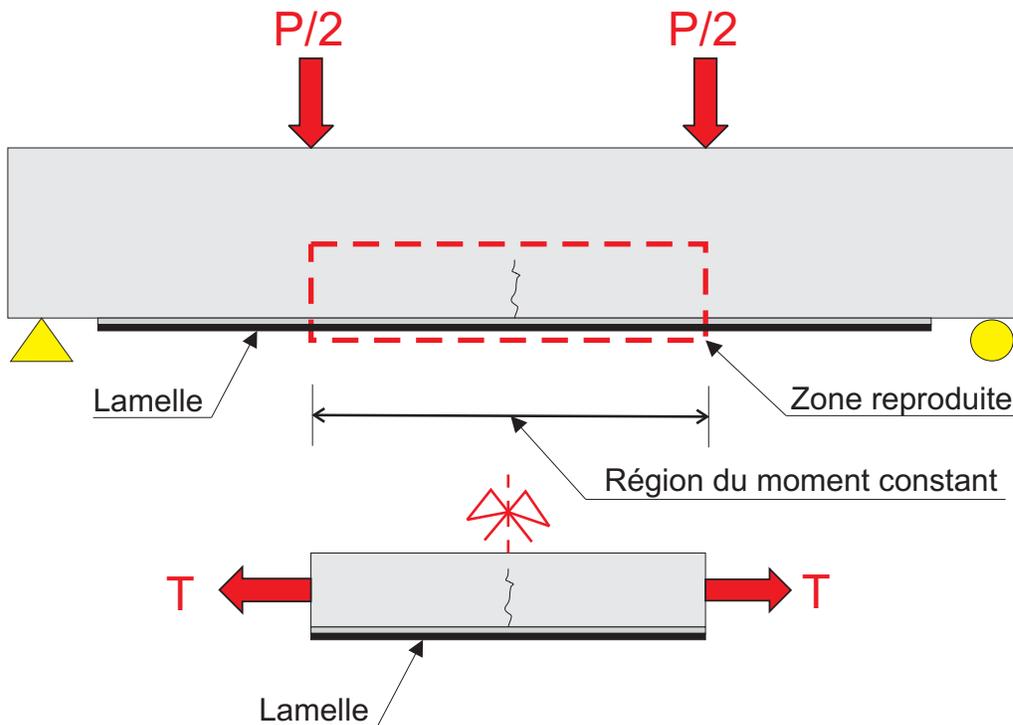


Figure 3.6 : Simplification du modèle

Compte tenu de la symétrie de la région analysée, une seule moitié sert comme le modèle de simulation. La charge est appliquée sur la section transversale de la lamelle du composite dans le sens longitudinal en représentant les efforts qui agissent sur le composite. Afin de respecter les conditions d'équilibre, les conditions aux frontières ont été appliquées en simulant le comportement des zones adjacentes du reste de la poutre. La Figure 3.7 montre le modèle employé dans l'analyse par éléments finis.



Figure 3.7 : Modèle de simulation

L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel ADINA. Trois groupes ont été utilisés en fonction des types de matériau pour représenter le composite (CFRP), l'adhésif et le béton. Pour cette approche tous les éléments sont définis comme « 2D-Solid / Plane Stress / Elastic / Isotropic ».

Vu que l'objectif de cette analyse est de présenter le comportement des trois interfaces, une réponse de matériaux élastique-linéaire a été adaptée afin d'identifier les pics de concentration des efforts et les tendances.

La Figure 3.8 présente un maillage quadrilatère à 9 nœuds employé dans le modèle. La même dimension longitudinale (dY) a été imposée pour les trois interfaces. En conséquence, les conditions de compatibilité sont assurées par une relation linéaire entre tous les éléments sans utiliser les éléments de transition. De cette façon, la discrétisation du modèle est cohérente vu que la fonction d'interpolation du champ de déplacement est la même pour les éléments adjacents et les déplacements sont continus à travers les frontières.

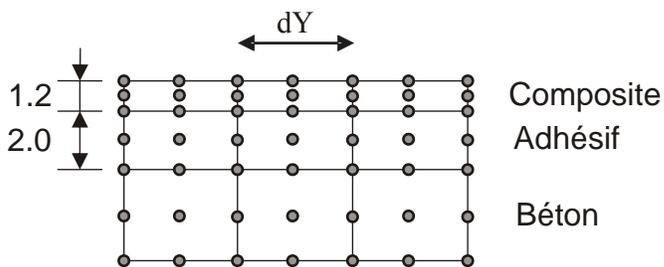


Figure 3.8 : Maillage du modèle

Dans cette approche le seul paramètre changé est le module d'élasticité pour révéler l'influence de l'interface adhésive. Le module d'élasticité d'un adhésif époxyde spécifié par le fournisseur de 12 800 MPa a été utilisé pour la première analyse alors qu'un module de 128 000 MPa a été introduit par la suite. Cette valeur a été adoptée à titre comparatif et ne correspond pas nécessairement à un produit du marché. Les efforts induits dans le modèle correspondent à la charge de rupture du spécimen T3 (70.73 kN).

1) Résultats de Deuxième analyse (Adhésif avec un module nominal)

Ebéton = 30 708 MPa (mesuré pour essais en traction directe);

EFRP = 207 000 MPa (mesuré par Folcher (2002) pour Carbodur);

Eadhésif = 12 800 MPa (module d'élasticité d'un adhésif époxyde)

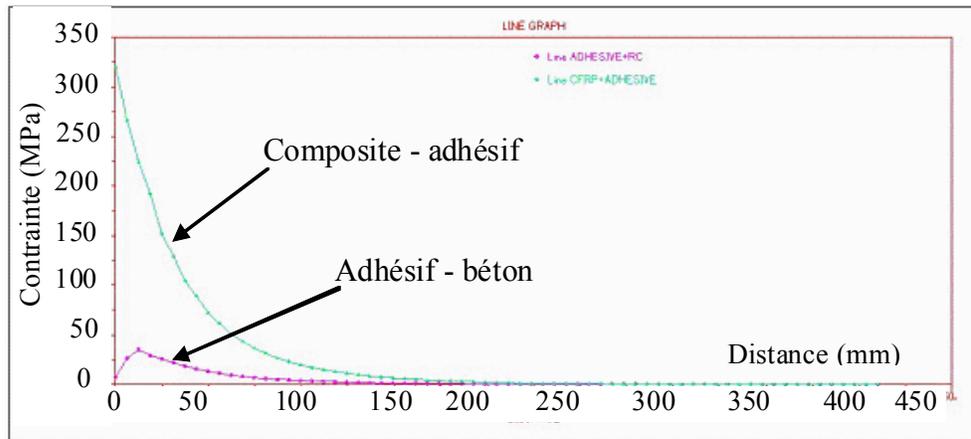


Figure 3.9 : Résultats des analyses pour le module 12 800 MPa

2) Résultats de Première analyse (Adhésif avec un module supérieur)

Ebéton = 30 708 MPa (mesuré pour essais en traction directe);

EFRP = 207 000 MPa (mesuré par Folcher (2002) pour le Carבודur);

Eadhésif = 128 000 MPa (module comparatif pour cette analyse)

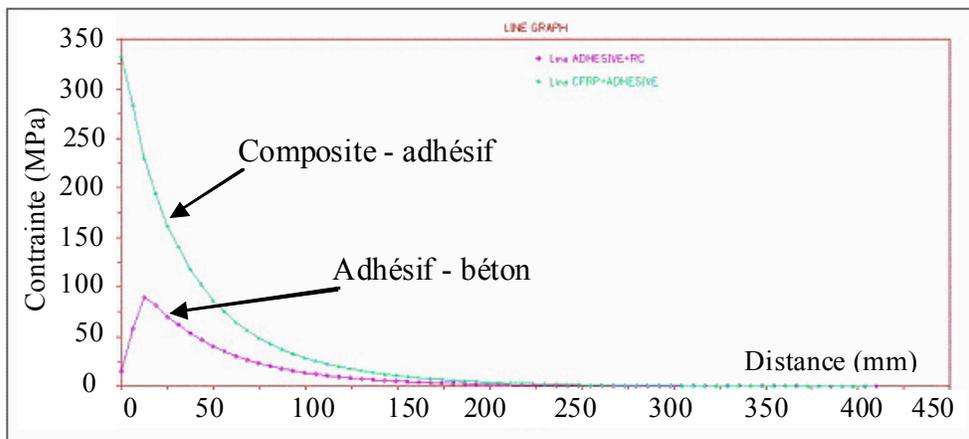


Figure 3.10 : Résultats des analyses pour le module 128 000 MPa

La distribution des contraintes de cisaillement le long du spécimen est présentée sur la Figure 3.9 et la Figure 3.10. La ligne supérieure des graphiques présente le comportement de l'interface composite-adhésif alors que la deuxième ligne révèle les efforts en cisaillement acheminés entre l'adhésif et le béton.

À partir des résultats graphiques, on constate que l'approche avec le module d'adhésif abaissé de 10 fois correspond au pic des contraintes sur l'interface adhésif-béton de 29 MPa. Alors que dans le cas de la deuxième approche le pic atteint 90 MPa. Compte tenu du changement de paramètre de module entre les deux analyses, il faut remarquer que la valeur de la contrainte au pic s'avère en relation directe avec la racine carrée du module d'élasticité de l'adhésif ($\sqrt{E_{adhésif}}$). Cette constatation se base sur le travail de Ascione et Feo (2000).

À la lumière de résultats des analyses en 2D, on peut conclure de l'importance des propriétés de l'adhésif dans la prévision au sujet de la résistance du renforcement par composite. Par conséquent, plusieurs modèles analytiques sans considération de l'interface adhésive sont limités dans leur application directe et doivent être ajustés chaque fois en fonction de l'adhésif.

3.6.2 Modèle en 3 dimensions

La deuxième étape des études par éléments finis vise à valider l'avantage obtenu pour la surface préparée par des stries par rapport au collage ordinaire avec la préparation par jet de sable. Un modèle en 3 dimensions a été requis pour représenter un bloc de béton avec une surface préparée avec des stries longitudinales.

Les hypothèses de simplification du modèle d'analyse sont identiques à celles de l'étape précédente à l'exception que tous les éléments sont définis comme « 3D-Solid / Plane Stress / Elastic / Isotropic ».

Un bloc ayant une section de 25 mm x 50 mm et 460 mm de longueur a été choisi pour simuler les comportements des spécimens. La Figure 3.11 présente le modèle adopté. Un maillage de 5 mm permet de mieux discrétiser la configuration des stries. Les efforts de 589 MPa induits à l'extrémité de lamelle correspondent à la charge de rupture du spécimen T3 qui a été présenté dans cette étape par collage ordinaire.

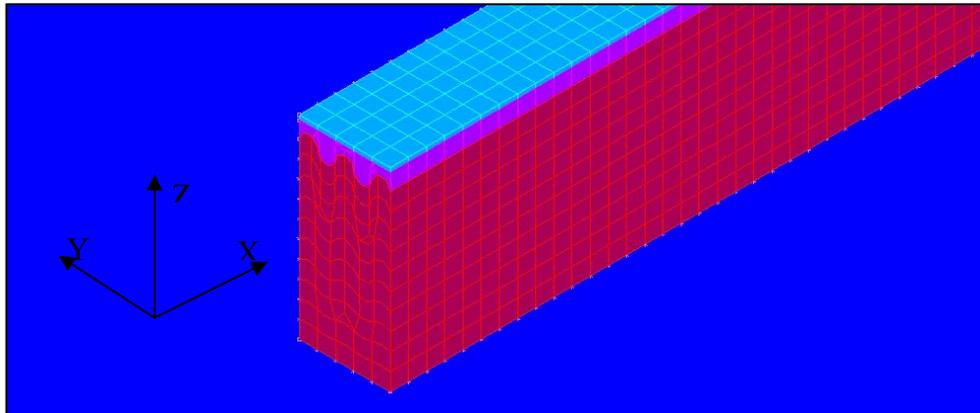


Figure 3.11 : Modèle en 3D pour la surface préparée par des stries longitudinales

Une distribution des contraintes de cisaillement à l'interface béton-colle le long des spécimens est présentée sur la. Un pic des efforts de 26 MPa a été observé pour la configuration de renforcement par collage ordinaire alors que le pic correspondant à la préparation par des stries longitudinales est inférieur et ne dépasse pas 19 MPa. Par conséquent, la préparation de la surface du béton par des stries amène une amélioration de 36% par rapport à une préparation conventionnelle.

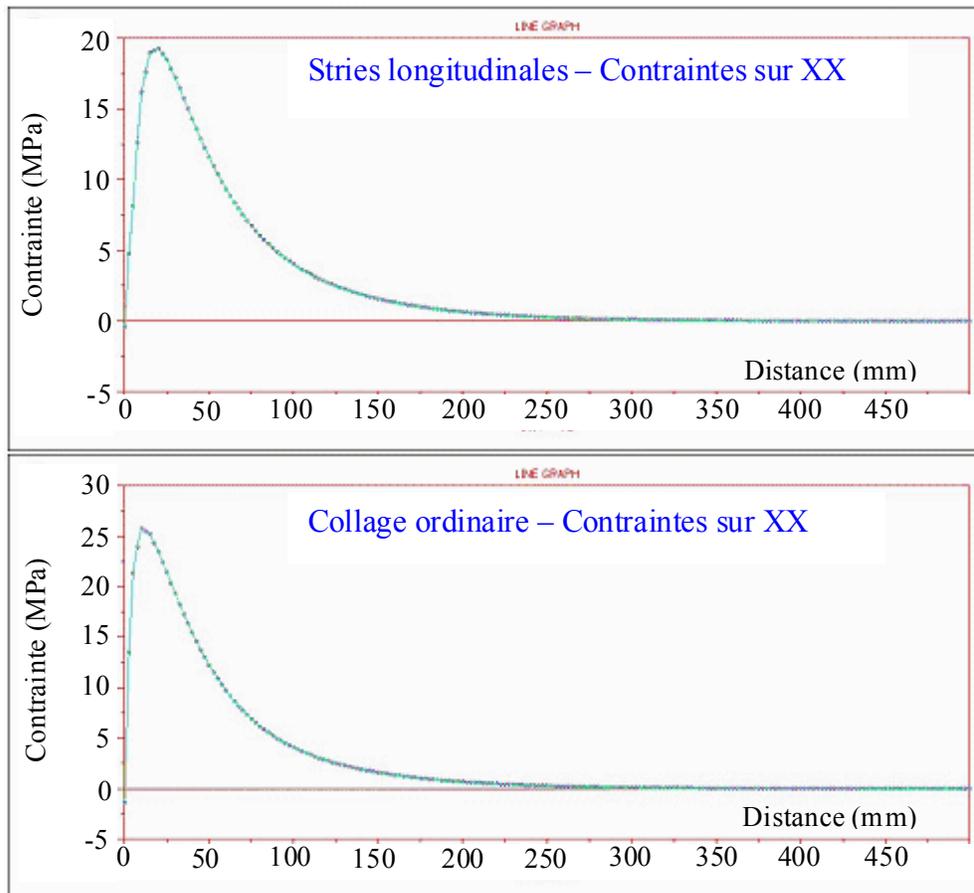


Figure 3.12 : Distribution des contraintes sur l'axe XX

La Figure 3.13 présente trois images du modèle avec des stries analysé en 3 dimensions. Ces images permettent d'apprécier la distribution des efforts sur les trois axes principaux.

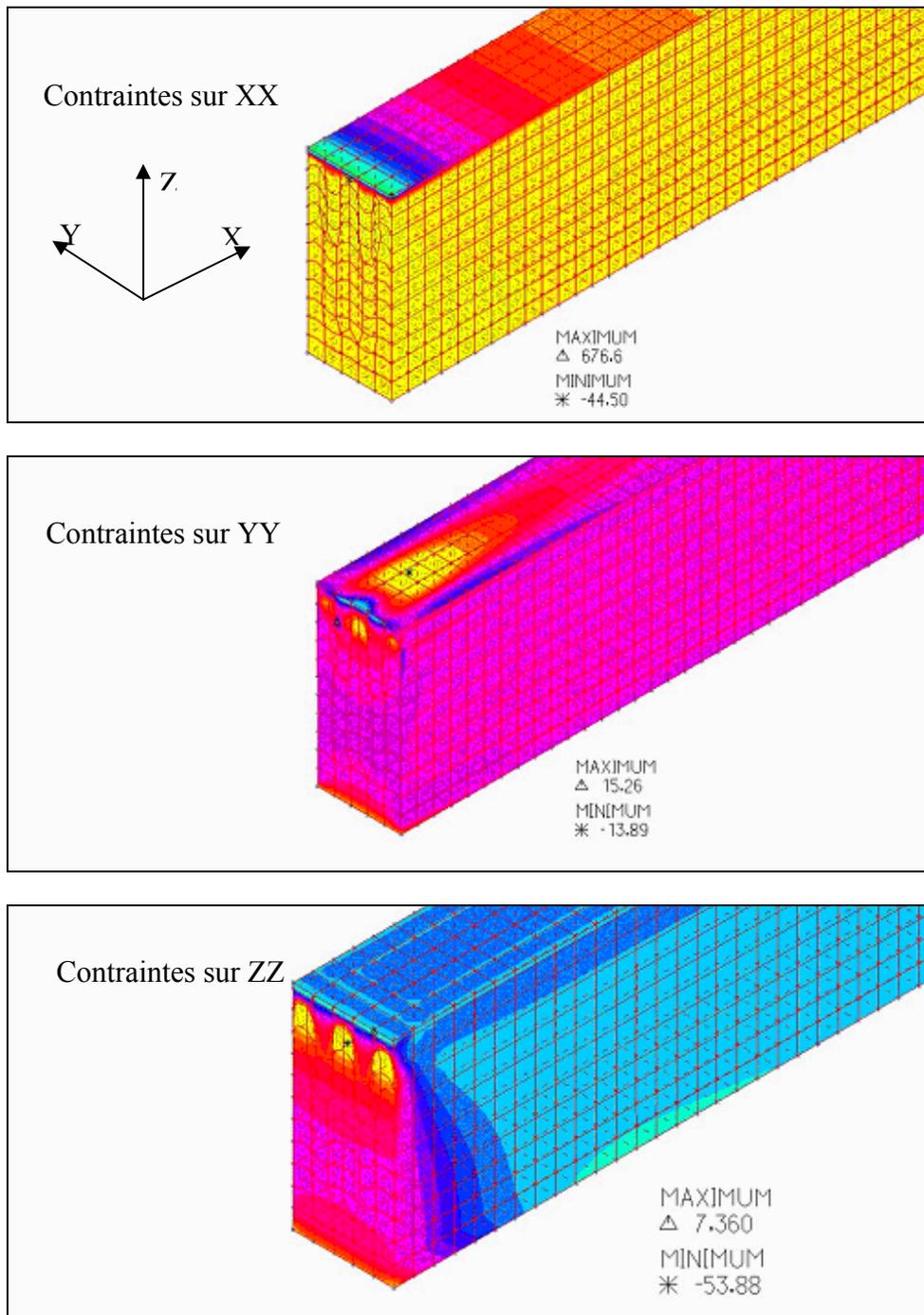


Figure 3.13 : Distribution des efforts en 3D pour spécimen avec stries

3.7 Conclusion sur la phase des essais en traction directe

Les essais en traction directe sur les huit spécimens en béton renforcés par le matériau composite ont été réalisés comme première phase expérimentale. Différentes techniques de collage du composite ont été étudiées.

Les essais sur les premiers quatre spécimens ont démontré l'importance de considérer la rupture prématurée en cisaillement causée par un changement de forme géométrique. Ce type de rupture a été observé pendant les essais sur les spécimens T1 et T2. Afin d'éviter ce type de défaut, la zone adjacente à la fissure ou à la discontinuité géométrique a été laissée sans contact d'adhésif pour les spécimens T2, T3 et T4. Un ruban adhésif a été installé sur le béton avant d'appliquer la couche de colle. La région de 25 mm sans colle testée pour le spécimen T2 a été considérée insuffisante, vu que la rupture du coin est survenue. Par contre, la distance de 50 mm adoptée pour les spécimens T3 et T4 a démontré l'efficacité de cette technique (Figure 3.3).

La même technique pour éviter la rupture de coins a été testée pour la deuxième série (spécimens T5, T6, T7 et T8). Par contre, les spécimens T5 et T6 ont démontré que la distance de 25 mm était insuffisante. Alors que les spécimens T7 et T8 ont présentés des résultats satisfaisants pour une distance de 50 mm sans colle.

La Figure 3.14 explique le mécanisme de rupture au niveau des coins. Dans la configuration où le composite est collé jusqu'à la zone endommagée, les efforts de cisaillement transmis au béton par les lamelles ne sont repris que par le béton qui n'est pas renforcé pour reprendre la traction dans cette région. Dans la solution proposée le béton n'est pas sollicité en traction sur le coin, vu que l'interface du contact en cisaillement est éliminée sur une certaine longueur. Dans une application réelle, cet effet peut être obtenu en évitant ou en atténuant les changements brusques de forme.

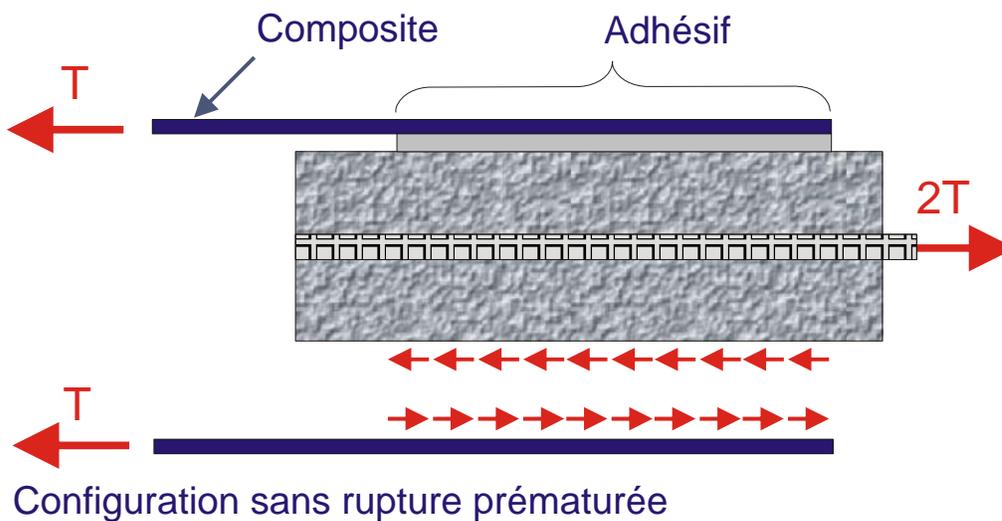
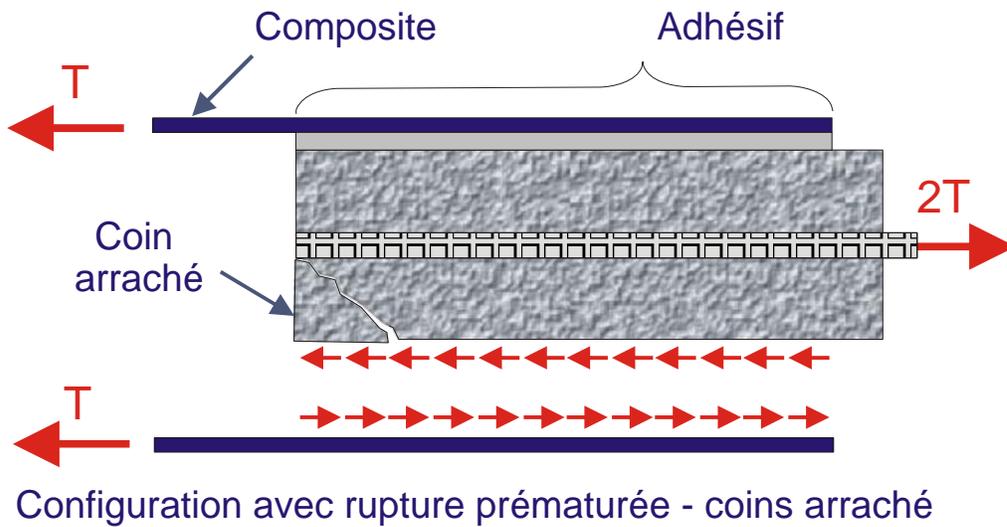


Figure 3.14 : Mécanisme d'élimination de rupture prématurée sur coins arrachés

Une amélioration intéressante amenée par la préparation de la surface du béton à coller a été mise en évidence par les résultats des essais. Un gain en résistance de 13% a été observé pour la surface trouée (T7) par rapport au collage ordinaire (T3), alors que la surface avec des stries à 45 degré (T8) a montré une résistance accrue de 17%. La préparation de surface par stries a été retenue pour être validée dans les essais postérieurs comme une solution pratique et efficace.

3.8 Conclusion sur les analyses par la méthode d'éléments finis

Deux étapes des études linéaires par la méthode d'éléments finis ont été réalisées dans le cadre des essais en traction directe. L'influence de l'interface adhésive ainsi que la préparation de surface par stries a été vérifiée. Il faut cependant tenir compte que les efforts obtenus lors des analyses ne sont valides que pour la zone de réponse de matériau linéaire-élastique. C'est pourquoi, la comparaison avec les essais en traction directe porte un caractère d'orientation afin de visualiser les tendances.

L'importance de considérer les effets du transfert d'énergie de déformation à travers de l'interface adhésive a été constatée après les essais. La simulation par la méthode d'éléments finis a permis d'identifier les facteurs d'influence comme le module d'élasticité de l'adhésif.

Les propriétés de l'interface adhésive ont une influence directe sur l'effet de la rupture prématurée. Cette affirmation a été démontrée par des résultats de l'analyse présentée sur la Figure 3.10. Par conséquent, les modèles analytiques qui négligent les propriétés de la colle ont une applicabilité limitée pour la conception en structure.

Les analyses en 3 dimensions ont prouvé l'efficacité de la technique de préparation de surface par des stries longitudinales. Une diminution des efforts au pic de 36% par rapport au collage ordinaire a été présentée sur la Figure 3.12. Par contre, une amélioration de 17% a été obtenue lors des essais pour le spécimen T8 (stries) par rapport à T3 (collage ordinaire). Pour expliquer cette différence, il est opportun de rappeler que le mode de rupture pour les deux spécimens était différent. La rupture de spécimen T3 est survenue entre le béton et la colle alors que le spécimen T8 présente la rupture de l'interface entre la colle et le composite étant contrôlée par la résistance de l'adhésif.

Les trois techniques de préparation par des stries (T5, T6 et T8) ne peuvent pas être comparées entre elles à cause de la rupture prématurée de coins pour les spécimens T5 et T6. Malgré tout, la technique de préparation par des stries longitudinales a été retenue comme la plus pratique lors de la réalisation.

Finalement, il est important de souligner que la réhabilitation des structures en utilisant le matériau composite peut être accompagnée par une redistribution des efforts différente de la

prévision de conception originale. Souvent, c'est la cause directe des ruptures prématurées quand la surface de béton ne résiste pas aux efforts attirés par le composite.

CHAPITRE 4 PHASE EXPÉRIMENTALE - FLEXION 1

4.1 Introduction

La description des poutrelles et les différentes méthodes de collage pour les essais en flexion de la première phase sont présentées dans ce chapitre. Les caractéristiques des matériaux et l'instrumentation utilisée sont ensuite décrits.

4.2 Objectif de l'étude expérimentale

La première phase des essais en flexion a pour but de vérifier les hypothèses du comportement de l'interface entre le béton et le matériau composite en utilisant différentes techniques de préparation de surface à coller, différents niveaux de renforcement et différents types de béton. Cette phase se limite à étudier la résistance relative des différents types de contact sans tenir compte de l'influence sur celui de la présence d'une zone réparée.

4.3 Description des poutrelles

Les spécimens de la première phase ont une portée de 1 000 mm tel qu'illustré sur la Figure 4.1. Les poutrelles sont sollicitées par une charge à mi-portée. Une entaille de 50 mm de profondeur et de 4 à 5 mm de largeur a été réalisée à mi-portée de chaque spécimen afin de provoquer la sollicitation maximale sur la lamelle du composite et l'interface de contact.

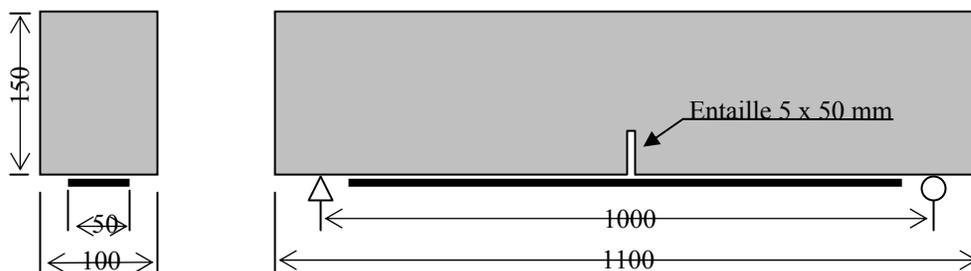


Figure 4.1 : Dimension des poutrelles

4.4 Description du renforcement externe

Le renforcement des poutrelles a été effectué avec des lamelles en fibres de carbone de type CarboDur S512 (Sika Construction) de 50 mm de largeur et 1.2 mm d'épaisseur. Une lamelle de 930 mm de longueur a été collée de manière centrée sur la surface inférieure de chaque poutrelle.

Pour le collage des lamelles de CFRP, l'adhésif époxyde structural en pâte Sikadur 30 (Sika Construction) a été utilisé. Une couche de colle de 2 à 3 mm d'épaisseur était appliquée sur le béton. Une longueur de 100 mm centrée sur la mi-portée du spécimen était laissée sans colle au moyen de papier autocollant mis entre l'adhésif et le béton.

Avant d'appliquer l'adhésif la surface du collage des spécimens a été préparée au jet de sable. Ce travail a été réalisé à l'extérieur de l'École Polytechnique.

4.5 Identification de spécimens

Les spécimens ont été identifiés en fonction de la nature de la fabrication, du niveau de renforcement interne en cisaillement et du type de traitement appliqué sur la surface de béton. Ce raisonnement a permis de classer les poutrelles en 5 groupes. Le Tableau 4.1 présente les caractéristiques spécifiques à chaque spécimen alors que la Figure 4.2 à la Figure 4.6 illustrent les détails propres à chaque groupe de spécimens.

Tableau 4.1 : Identification des spécimens à partir des variables des essais

Groupe	Description des poutrelles		O	L	D	T
A	<ul style="list-style-type: none"> • BHP • Sans renforcement en cisaillement. • Aucune barre en traction 	A1O	X			
		A2L		X		
		A3T				X
		A4D			X	
B	<ul style="list-style-type: none"> • BHP • Étriers externes à 167 mm • Aucune barre en traction 	B1L		X		
C	<ul style="list-style-type: none"> • BHP • Étriers externes à 125 mm • Aucune barre en traction 	C1D			X	
		C2L		X		
		C3O	X			
D	<ul style="list-style-type: none"> • BHP • Renforcement en cisaillement avec treillis double. • 1 barre 25M en traction, coupée au niveau de l'entaille. 	D1O	X			
		D2L		X		
E	<ul style="list-style-type: none"> • BF (béton fibré) • 1 barre 25M en traction, coupée au niveau de l'entaille. 	E1O	X			
		E2L		X		

O: Collage ordinaire sans préparation spéciale de surface;

L: Surface du béton avec des stries longitudinales;

D: Surface du béton avec des stries diagonales;

T: Surface du béton avec des trous de Ø12 mm x 12 mm.

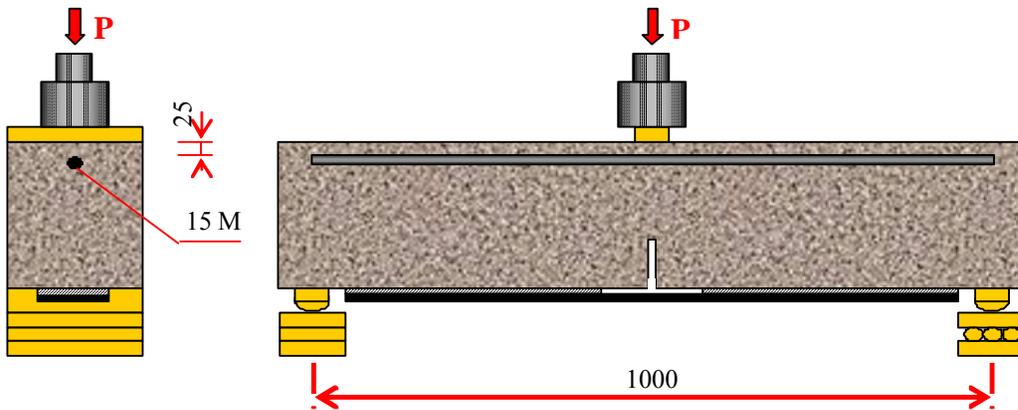


Figure 4.2 : Poutrelles du Groupe A : sans renforcement en cisaillement

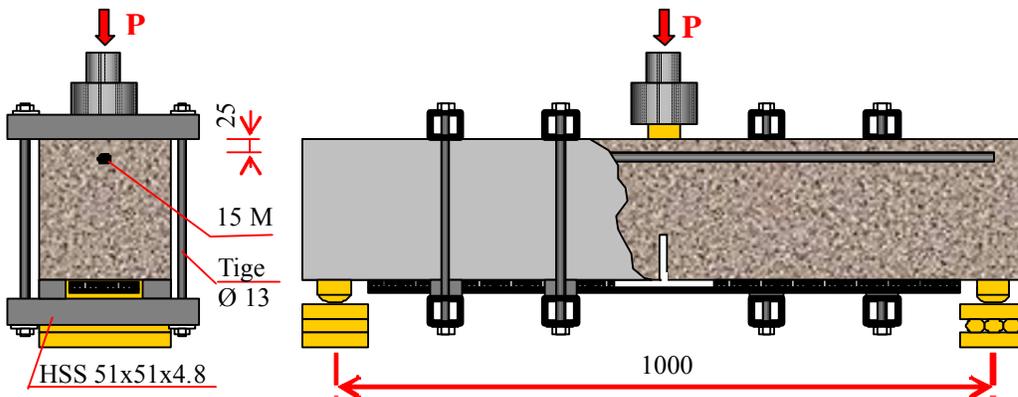


Figure 4.3 : Poutrelles du Groupe B : renforcement en cisaillement @167 mm

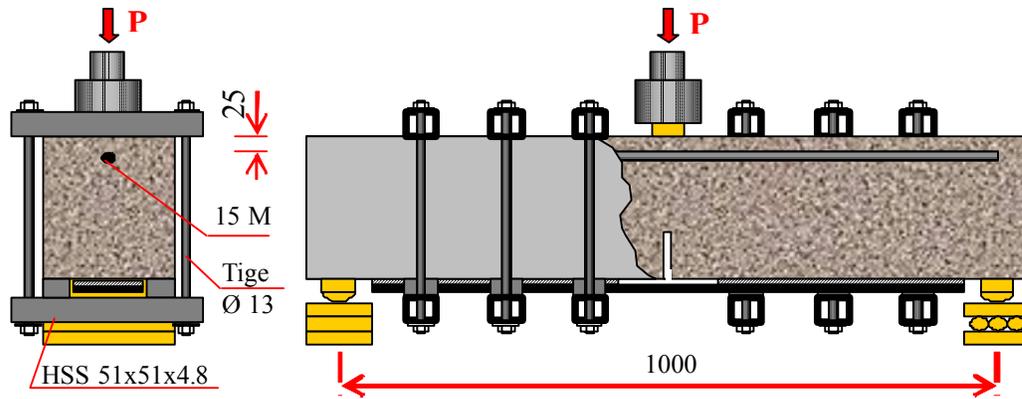


Figure 4.4 : Poutrelles du Groupe C : renforcement en cisaillement @125 mm

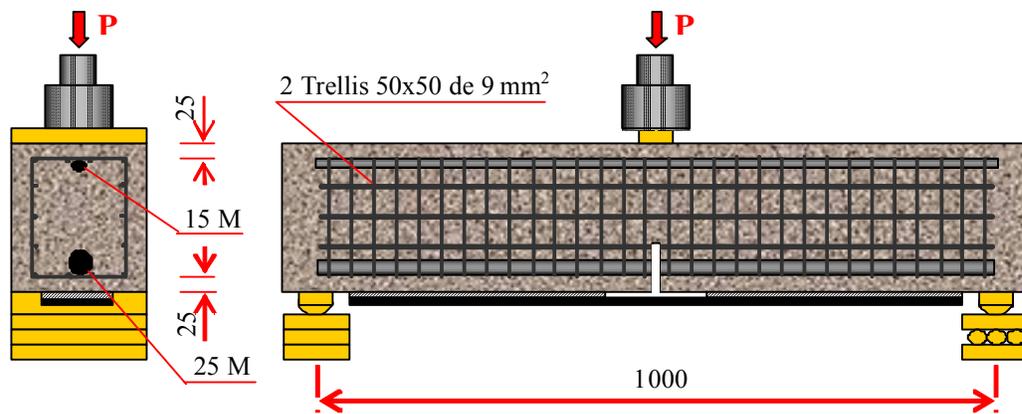


Figure 4.5 : Poutrelles du Groupe D : renforcement avec treillis double

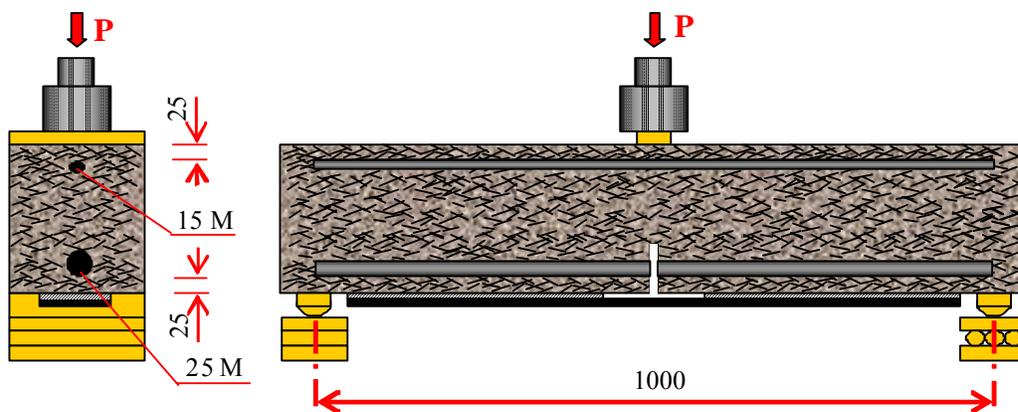


Figure 4.6 : Poutrelles du Groupe E : poutrelles en béton fibré (BF)



Figure 4.7 : Photo du montage

4.6 Instrumentation des spécimens

Pour mesurer le degré de résistance de chaque spécimen et vérifier les hypothèses de comportement, deux types de lectures étaient pris pendant les essais soit des LVDT et des jauges de déformation. Deux LVDT ont été installés pour mesurer la flèche de chaque coté des spécimens sur mi-portée. Cinq jauges ont été collées sur la lamelle du composite pour

mesurer le niveau de déformation du composite en continu pendant les essais. La Figure 4.8 montre l'installation des LVDT et des jauges collées sur lamelle alors que la Figure 4.9 indique les positions relatives par rapport au centre du spécimen. Les caractéristiques d'instruments de mesure sont données au Tableau 4.2.



Figure 4.8 : Photo d'instrumentation des spécimens

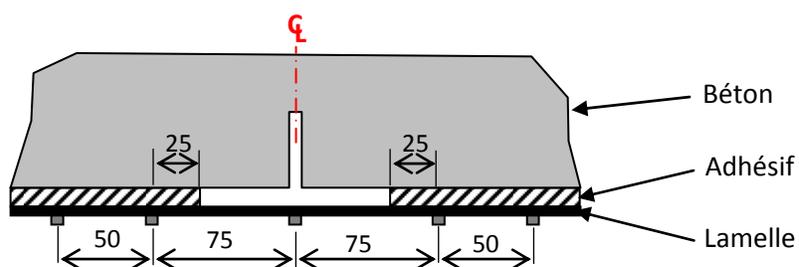


Figure 4.9 : Position des jauges

Tableau 4.2: Caractéristique d'instruments de mesure

Capteur	Caractéristiques
Jauge	Type CEA-06-250UW-120 Facteur de jauge : $2.095 \pm 0.5\%$ Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$
LVDT	Type SDF15 ± 15 mm de course linéaire Sensibilité % < 0.01%

4.7 Paramètres des essais

Les variables considérées pendant les essais étaient : le traitement de surface du béton pour le collage, le type de renforcement de la poutrelle et le type de béton.

4.7.1 Types de contact

Quatre types de surface du béton ont été utilisés pour coller les lamelles de matériau composite:

- 1) Collage ordinaire sans aucune préparation spéciale (sauf jet de sable selon les recommandations du fournisseur de lamelles);
- 2) Stries longitudinales (Figure 4.12, dimensions de section 5 mm x 5 mm, Figure 4.13);
- 3) Stries diagonales orientées à 45° par rapport à l'axe longitudinal du spécimen (avec les dimensions de section 5 mm x 5 mm, Figure 4.14);
- 4) Trous de Ø12 mm et de 12 mm de profondeur (Figure 4.14).

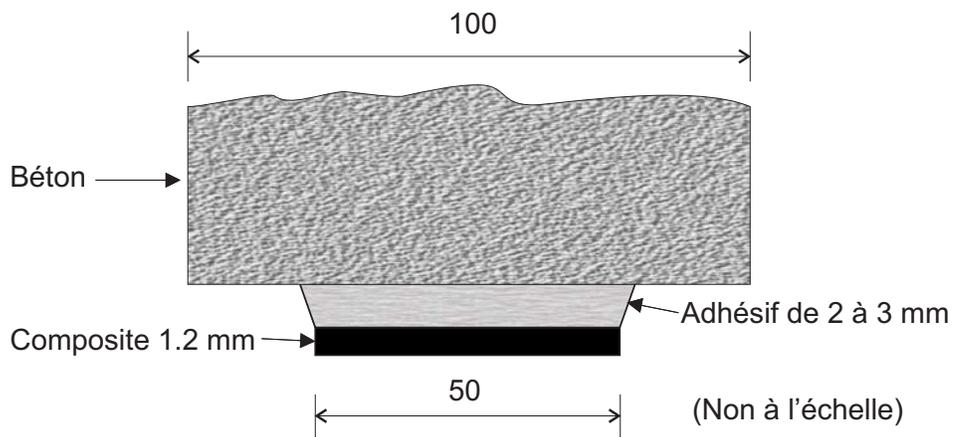


Figure 4.10 : Collage ordinaire

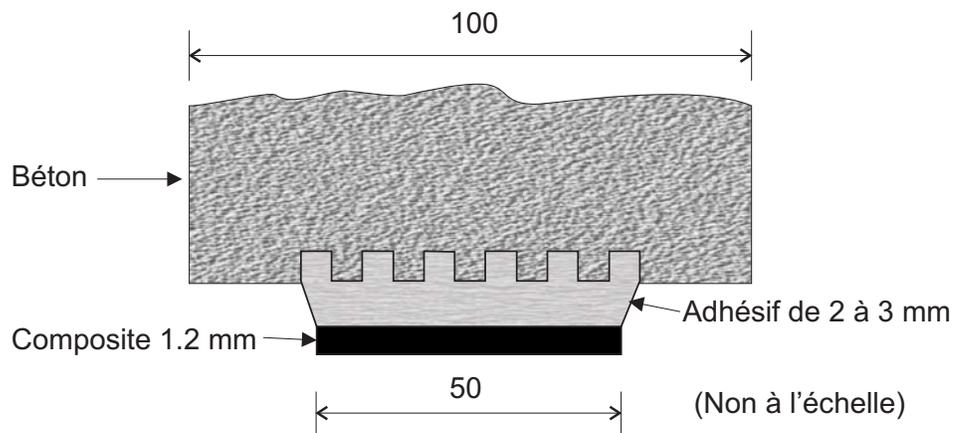


Figure 4.11 : Section de surface avec stries



Figure 4.12 : Surface avec stries longitudinales

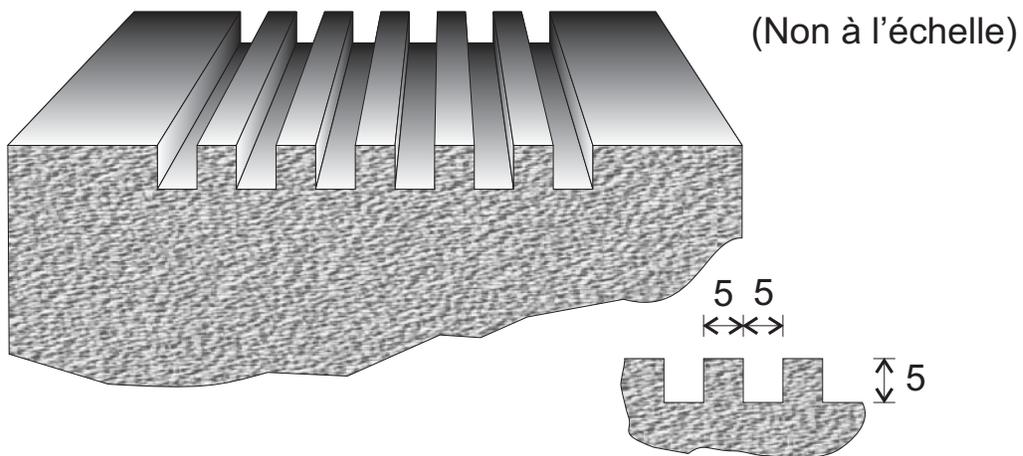


Figure 4.13 : Dimension de stries



Figure 4.14 : Surface traitée par des stries en diagonal et trous Ø12 mm

4.7.1.1 Renforcement en cisaillement

Différents types de renforcement en cisaillement ont été utilisés pour étudier l'influence de la propagation de fissures dans la zone contiguë au collage sur la résistance du contact entre béton et composite:

- 1) Sans renforcement;
- 2) Renforcement externe espacé à 167 mm;
- 3) Renforcement externe espacé à 125 mm;
- 4) Renforcement interne avec treillis double de 50x50 mm, $A=9 \text{ mm}^2$ superposés le long de l'axe longitudinal (Figure 4.15);
- 5) Béton fibré (fibres d'acier de 30 mm de longueur – 0.96% par volume sur la masse du gâchée).

4.7.2 Renforcement en traction

Les spécimens des groupes D et E sont renforcés avec une barre d'armature 25M coupée à mi-portée. Ce type de renforcement a pour objectif de mettre en évidence l'influence de discontinuité en rigidité flexionnelle dans la zone de collage.

Les détails du renforcement avec treillis double et une barre 25M en traction sont présentés à la Figure 4.15.



Figure 4.15 : Renforcement avec treillis double et barre en traction

4.7.3 Béton

Les spécimens ont été coulés en quatre étapes. Suite aux coulées toutes les poutrelles ont été soumises à une cure humide de sept jours. Les groupes A, B, C et D ont été fabriqués en béton à haute performance (BHP) alors qu'un béton fibré (BF) a été employé pour le groupe E. La formulation du béton pour chaque groupe est présentée du Tableau 4.3 au Tableau 4.5. Les

valeurs de résistance en compression sont présentées au Tableau 4.6 pour chaque étape de coulée. Les coffrages utilisés pour la fabrication des spécimens sont illustrés à la Figure 4.16.

Tableau 4.3: Formulation du béton pour les poutres de groupes A, B et C

Composante	Identification Composante	ρ (kg/l)	Masse de gâchée (kg)	Volume de gâchée (l)	Volume de recette (l/m ³)
Ciment	TERCEM	3.15	27.5	8.7	150.00
Eau		1.00	9.6	9.6	165.52
Superplastifiant	Glenium 3030	1.07	0.107	0.10	1.72
Entraîneur d'air	Eucon air 30	1.00	0.028	0.028	0.48
Sable	Granitique	2.74	60.8	22.2	382.76
Pierre	5-14 Granitique	2.69	46.6	17.32	298.62
Fibres			0	0	0
Ciment	TERCEM	3.15	27.5	8.7	150.00
Total			145	58	1000

Tableau 4.4: Formulation du béton pour les poutres de groupes D

Composante	Identification Composante	ρ (kg/l)	Masse de gâchée (kg)	Volume de gâchée (l)	Volume de recette (l/m ³)
Ciment	TERCEM	3.15	23.0	7.3	132.73
Eau		1.00	8.1	8.1	147.27
Superplastifiant	Glenium 3030	1.07	0.090	0.084	1.53
Entraîneur d'air	Eucon air 30	1.00	0.023	0.023	0.42
Sable	Granitique	2.74	49.8	22.2	403.64
Pierre	5-14 Granitique	2.69	38.7	17.32	314.91
Fibres			0	0	0
Total			122	50	1000

Tableau 4.5 : Formulation du béton pour les poutres de groupe E

Composante	Identification Composante	ρ (kg/l)	Masse de gâchée (kg)	Volume de gâchée (l)	Volume de recette (l/m ³)
Ciment	TERCEM	3.15	21.3	6.75	134.92
Eau		1.00	8.3	8.33	166.65
Superplastifiant	Glenium 3030	1.07	0.21	0.20	4.00
Entraîneur d'air	Eucon air 30	1.00	0.0	0.003	0.05
Sable	Granitique	2.74	46.5	16.97	339.49
Pierre	5-14 Granitique	2.69	42.3	16.02	320.32
Fibres	30 mm -Dramix		3.75	0.48	9.61
				Total	122

Tableau 4.6 : Résistance du béton

Coulée	Âge du béton	Nombre d'échantillons	f_c
Groupe A	73 jours	2	71.4 MPa
Groupes B et C	66 jours	2	64.8 MPa
Groupe D	113 jours	2	70.5 MPa
Groupe E	110 jours	2	87.3 MPa



Figure 4.16 : Photo de coffrages

CHAPITRE 5 RÉSULTATS – PHASE FLEXION 1

5.1 Généralités

Ce chapitre présente les résultats des essais et les conclusions faites sur la base des mesures et des observations effectuées pendant les essais. Les recommandations pour la prochaine phase d'essais sont ensuite indiquées.

5.2 Résultats et observations sur le groupe A

Le Tableau 5.1 présente le sommaire des résultats des essais du groupe A.

Tableau 5.1: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe A

Spécimen	Préparation de surface	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
A1O	Jet de sable	$P_u=25.36 \text{ kN}$ $\epsilon_{\max}=3401 \mu\epsilon$	Fissure unique en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface béton-colle à l'endroit de la fissure à 155 mm du centre.
A2L	Jet de sable et stries longitudinales	$P_u=32.88 \text{ kN}$ $\epsilon_{\max}=4764 \mu\epsilon$	Plusieurs fissures en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface béton-colle à l'endroit où les stries finissent à 300 mm du centre.

Tableau 5.1: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe A (Suite)

A3T	Jet de sable et trous de 12 mm Ø	$P_u=28.50$ kN $\epsilon_{max}=3931$ $\mu\epsilon$	Fissuration en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface béton-colle à 175 mm du centre.
A4D	Jet de sable et stries diagonales à 45°	$P_u=33.61$ kN $\epsilon_{max}=4549$ $\mu\epsilon$	Plusieurs fissures en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface béton-colle à l'endroit où les stries finissent à 310 mm du centre.

5.2.1 Mécanisme de rupture

Les poutrelles du groupe A ont toutes eu un comportement similaire. La rupture est contrôlée par le phénomène de fissuration. Les fissures s'orientent dans un plan perpendiculaire à la direction des contraintes maximales en tension. Les fissures perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutrelle causées par flexion sont les premières à apparaître. Par la suite, des fissures de cisaillement apparaissent et vont rejoindre les fissures précédentes. La propagation des fissures conduit à la formation de blocs de béton qui se séparent de la masse principale de la poutrelle. Ceux-ci restent collés sur la lamelle mais ne contribuent plus à reprendre les efforts en cisaillement entre la poutrelle et le composite. Par conséquent, la longueur d'ancrage est diminuée jusqu'à ce que la limite en résistance de l'interface soit atteinte (Figure 5.1). La rupture survient soudainement par décollage de la lamelle à partir de la fissure la plus éloignée du centre en se propageant vers l'extrémité du composite.

Il est important de mentionner que pendant les essais sur les poutrelles A2L (Figure 5.3) et A4D (Figure 5.5), la rupture est survenue lorsque la fissure en cisaillement-flexion a dépassé la zone préparée par des stries. Celle-ci se prolonge sur approximativement 300 mm de chaque côté de l'axe central des spécimens. Cette observation met l'accent sur l'augmentation de la capacité en résistance due à la surface traitée par des stries. Cette hypothèse sera vérifiée avec les spécimens du groupe C.

Les quatre poutrelles du groupe A permettent de comparer l'influence de la préparation de surface du béton à coller. On constate un effet notable qui se caractérise par la variation de la longueur d'ancrage et la magnitude de la charge de rupture.

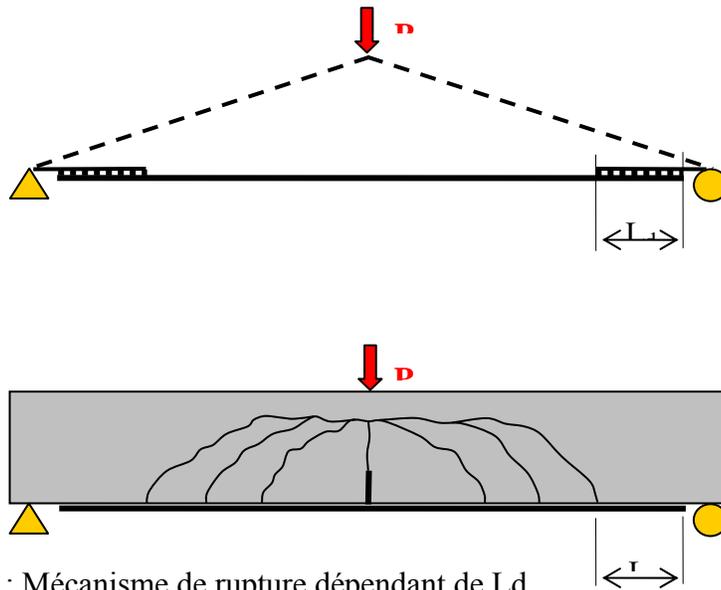


Figure 5.1 : Mécanisme de rupture dépendant de L_d



Figure 5.2 : Spécimen A10 après rupture



Figure 5.3 : Spécimen A2L après rupture



Figure 5.4 : Spécimen A3T après rupture



Figure 5.5 : Spécimen A4D après rupture

5.2.2 Mesures expérimentales

Les flèches mesurées à mi-portée des spécimens sont présentées à la

Figure 5.6. Il est important de noter que la compensation pour l'affaissement des appuis n'a pas été faite ici. Les déformations mesurées au centre des composites sont présentées sur la

Figure 5.7. Les graphiques de la

Figure 5.8 à la Figure 5.11 présentent la variation des déformations mesurées au centre des composites pour chacun des quatre spécimens.

L'analyse des mesures expérimentales permet de distinguer trois groupes en fonction de la charge ultime. Les spécimens A2L et A4D avec les stries longitudinales et diagonales respectivement présentent les résistances les plus élevées. La poutrelle A3T avec la surface préparée avec des trous donne une résistance intermédiaire entre les spécimens avec stries et le spécimen A1O qui avait une réparation par collage ordinaire de composite sans aucun renforcement spécial.

Les lectures des déformations du composite (

Figure 5.8 - Figure 5.11) visualisent le mécanisme de propagation de fissures où les pics de déformation correspondent au droit de fissures. Sur chacune des graphiques, les déformations mesurées par la jauge centrale ont été représentées par une zone de valeur constante dont la largeur correspond à la zone où le composite n'adhère pas à la poutre.

Le mécanisme du décollement n'est pas observé sur ces figures. Aucune jauge des extrémités n'a atteint la déformation maximale mesurée par la jauge au centre.

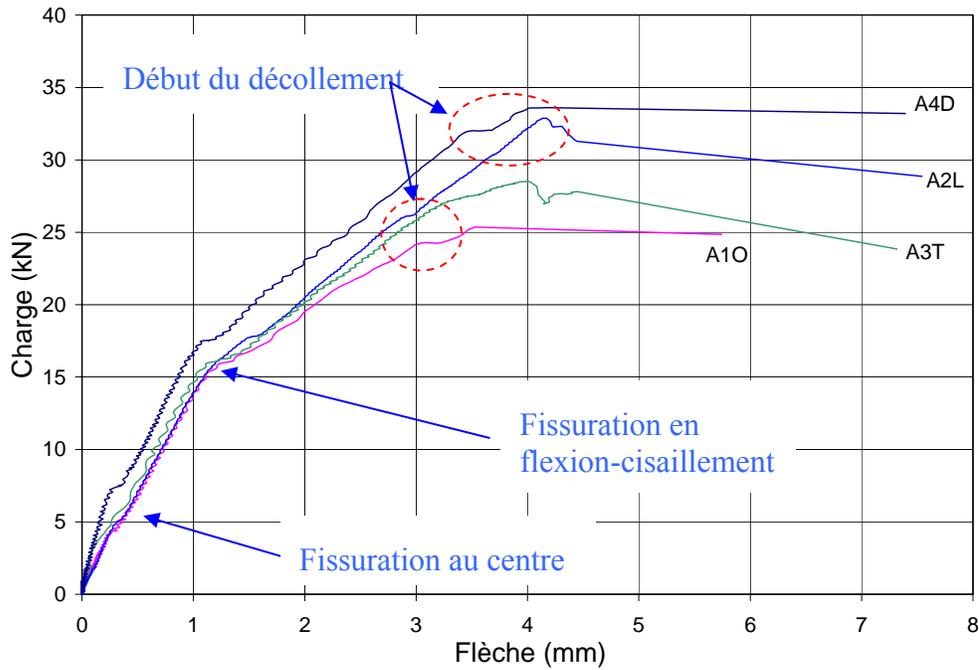


Figure 5.6 : Flèche au centre – A10, A2L, A3T et A4D

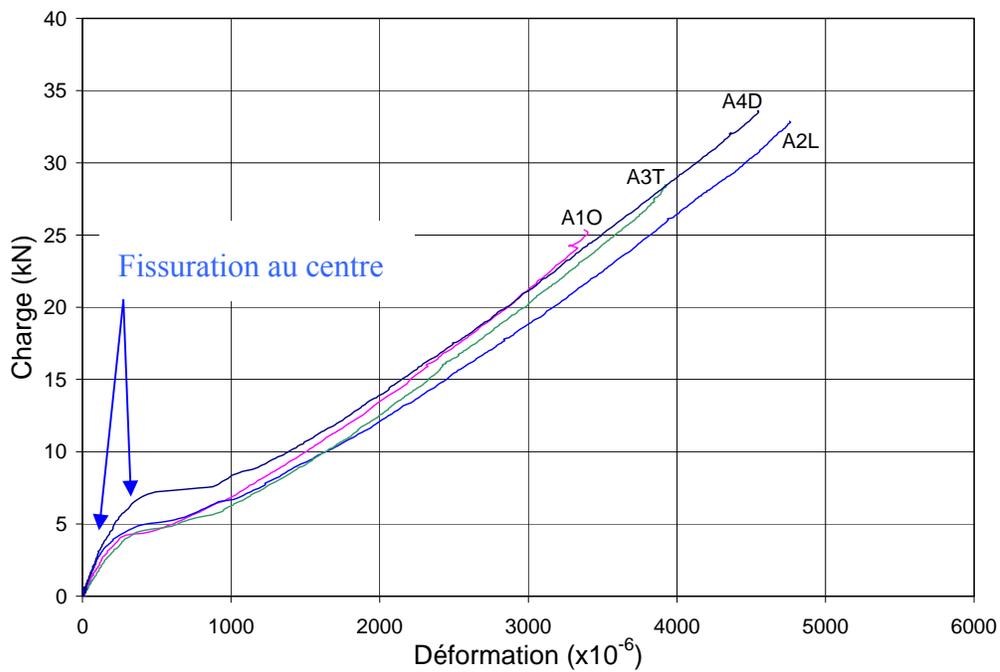


Figure 5.7 : Déformation du composite au centre – A10, A2L, A3T et A4D

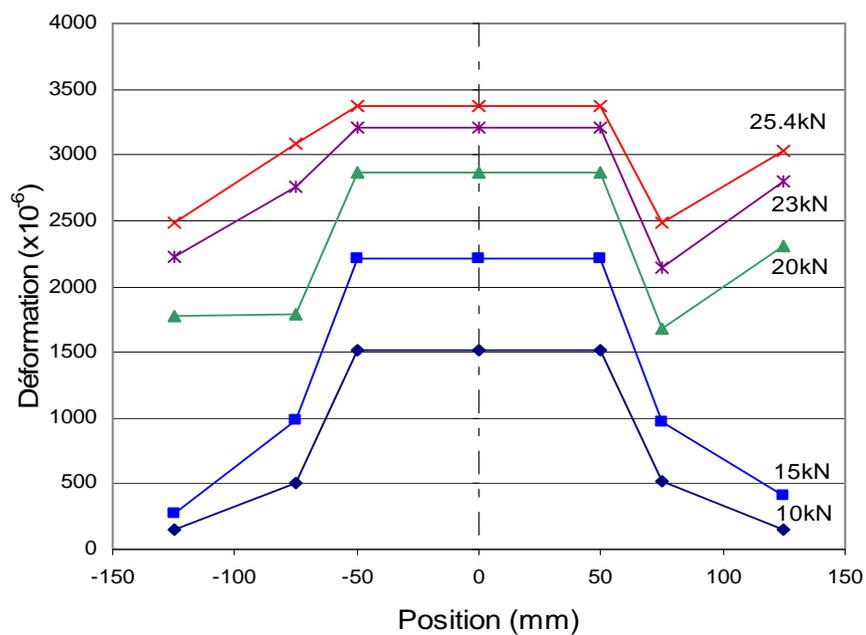


Figure 5.8 : Déformation du composite -A10

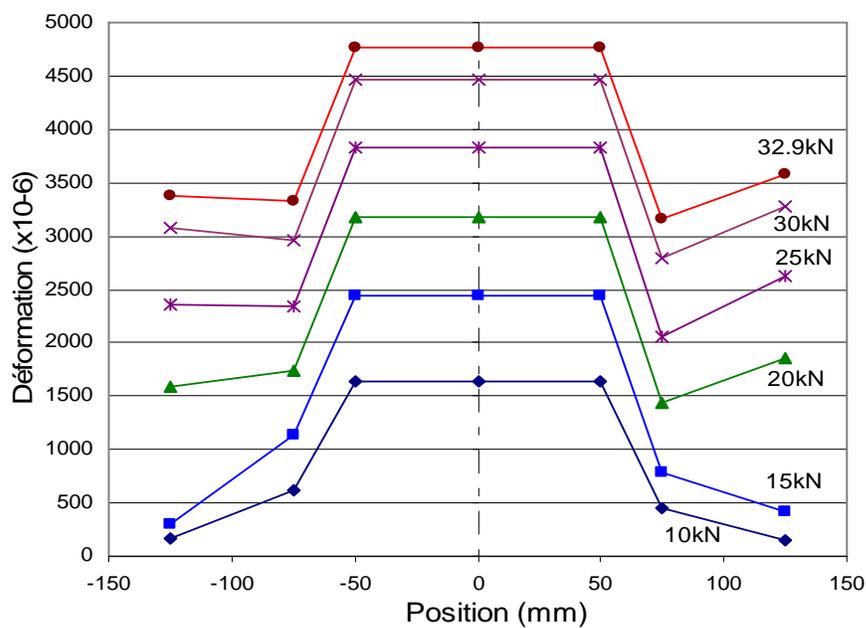


Figure 5.9 : Déformation du composite -A2L

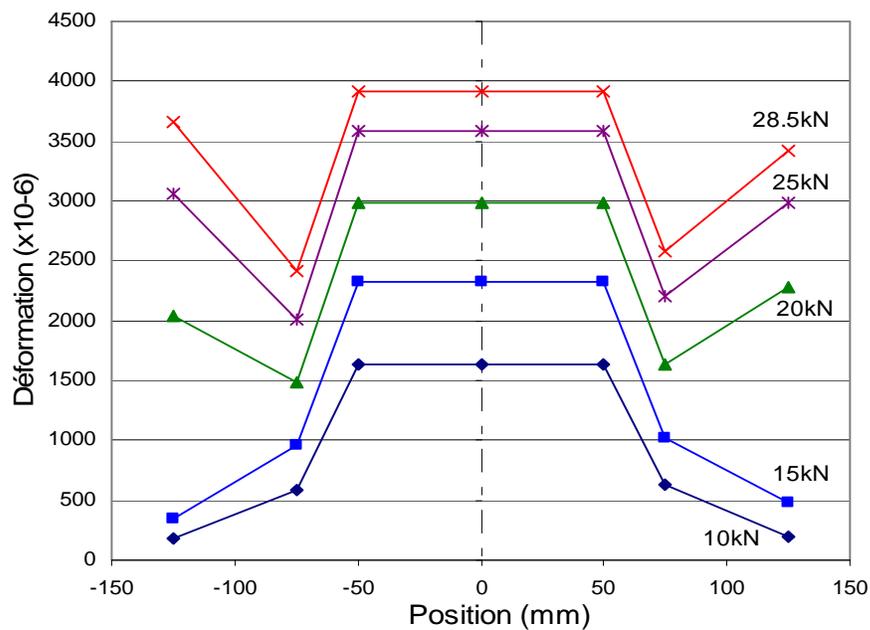


Figure 5.10 : Déformation du composite -A3T

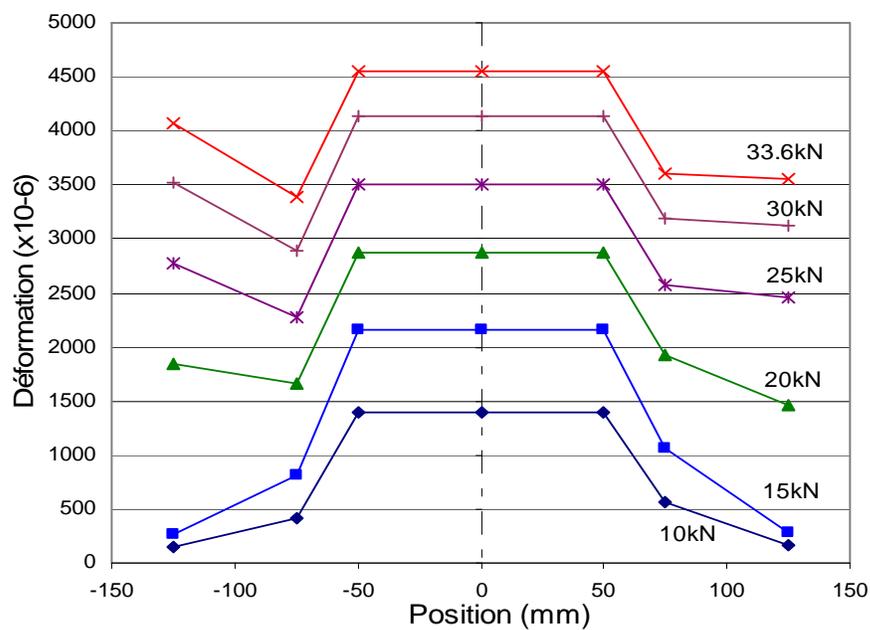


Figure 5.11 : Déformation du composite -A4D

5.3 Résultats et observations des groupes B et C

Les spécimens des groupes B et C ont été renforcés à l'aide d'étriers externes. Deux variables, la distance entre les étriers et le type de préparation de la surface du béton, étaient étudiées à cette étape. Le Tableau 5.2 présente le sommaire de résultats des essais des groupes B et C.

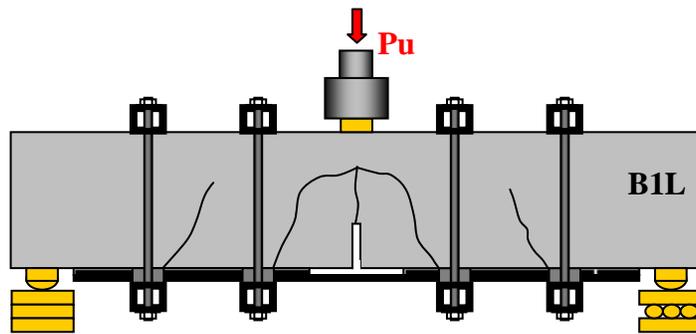
Tableau 5.2: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe B et C

Spécimen	Préparation de surface	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
B1L	Jet de sable et stries longitudinales. 4 étriers externes @167	$P_u=42.70$ kN $\epsilon_{max}=5760$ $\mu\epsilon$	Plusieurs fissures en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface colle-lamelle à mi-portée.
C1D	Jet de sable et stries diagonales à 45°. 6 étriers externes @125	$P_u=50.35$ kN $\epsilon_{max}=ND$	Plusieurs fissures en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface colle-lamelle à mi-portée. Béton arraché à la profondeur des stries.
C2L	Jet de sable et stries longitudinales. 6 étriers externes @125	$P_u=50.30$ kN $\epsilon_{max}=6470$ $\mu\epsilon$	Plusieurs fissures en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface colle-lamelle à mi-portée. Béton arraché à la profondeur des stries.
C3O	Jet de sable. 6 étriers externes @125	$P_u=36.80$ kN $\epsilon_{max}=4780$ $\mu\epsilon$	Plusieurs fissures en cisaillement-flexion; Décollement du composite à l'interface béton-colle à mi-portée.

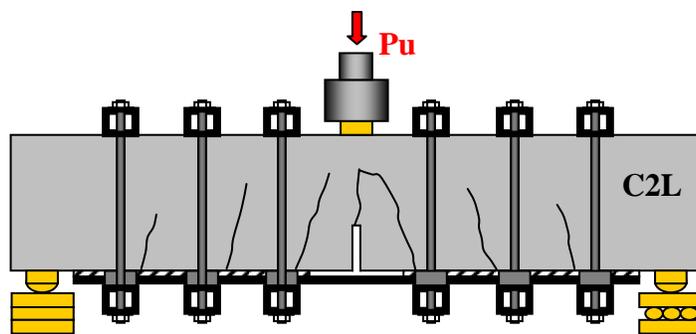
5.3.1 Mécanisme de rupture

Pour toutes ces poutrelles, la rupture est survenue à l'interface entre le béton et le composite. Un gain en résistance de 37% a été observé pour la surface préparée avec des stries longitudinales ou diagonales par rapport à la surface préparée par jet de sable.

La comparaison entre les poutrelles B1L et C2L montre une augmentation de résistance avec la diminution de la distance entre les étriers externes. Ce type d'amélioration est dû au phénomène de fissuration contrôlée. Chaque espacement des étriers est caractérisé par une fissure en flexion-cisaillement. L'augmentation de la quantité de l'armature verticale résulte en des fissures plus nombreuses mais d'ouverture plus fine. Le gain en résistance s'explique par la diminution de la concentration des efforts sur la surface de béton en contact au droit des fissures plus fines. Cette observation est validée d'après les mesures prises par les cinq jauges collées sur la lamelle. Au même niveau de charge appliquée, la sollicitation en déformation est plus faible pour le spécimen C2L (Figure 5.12.b), avec les étriers plus rapprochés, comparativement au spécimen B1L (Figure 5.12.a).



a)



h)

Figure 5.12 : Mécanisme de fissuration pour B1L et C2L



Figure 5.13 : Spécimen B1L après rupture



Figure 5.14 : Spécimen C2L après rupture

5.3.2 Mesures expérimentales

Les figures montrées dans cette section indiquent sur trois niveaux de résistance selon le type de renforcement et le type de traitement de surface.

La Figure 5.15 présente la flèche mesurée à mi-portée de chaque spécimen. La Figure 5.16 montre la variation de la déformation des composites mesurée à mi-portée des spécimens. Les Figures 5.17 à 5.19 présentent l'évolution des déformations du composite montrant la propagation du décollement lorsque le niveau de lectures pour les jauges latérales s'approche à la valeur maximale de la jauge au centre.

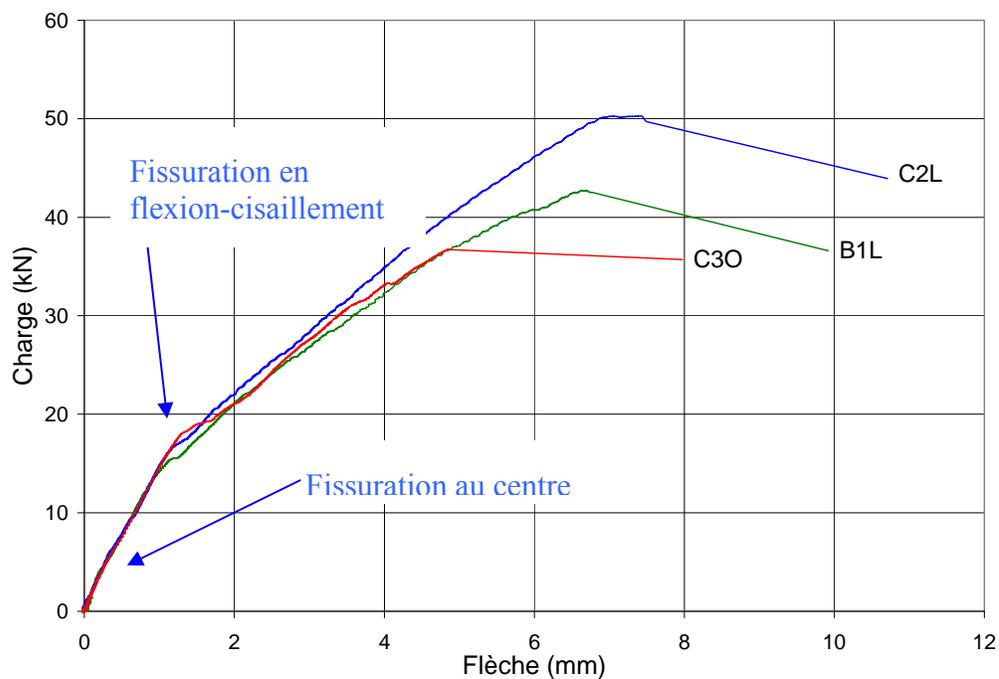


Figure 5.15 : Flèche au centre des spécimens B1L, C2L et C3O

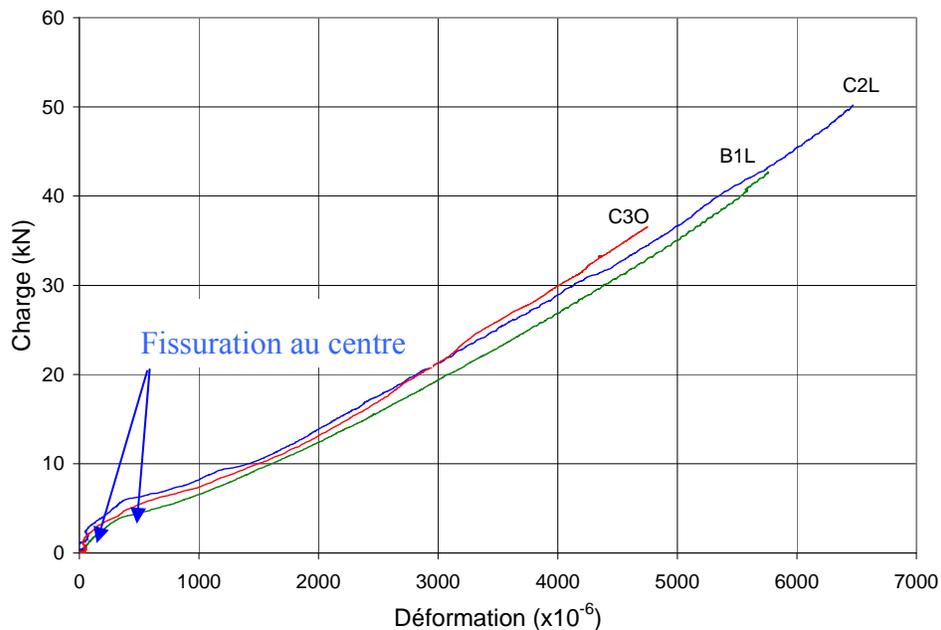


Figure 5.16 : Déformation du composite au centre – B1L, C2L et C30

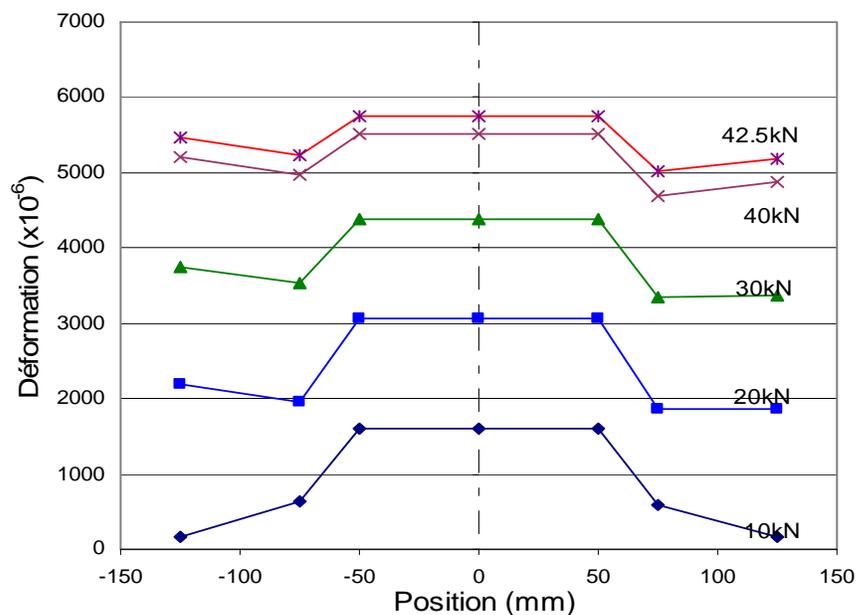


Figure 5.17 : Déformation du composite –B1L

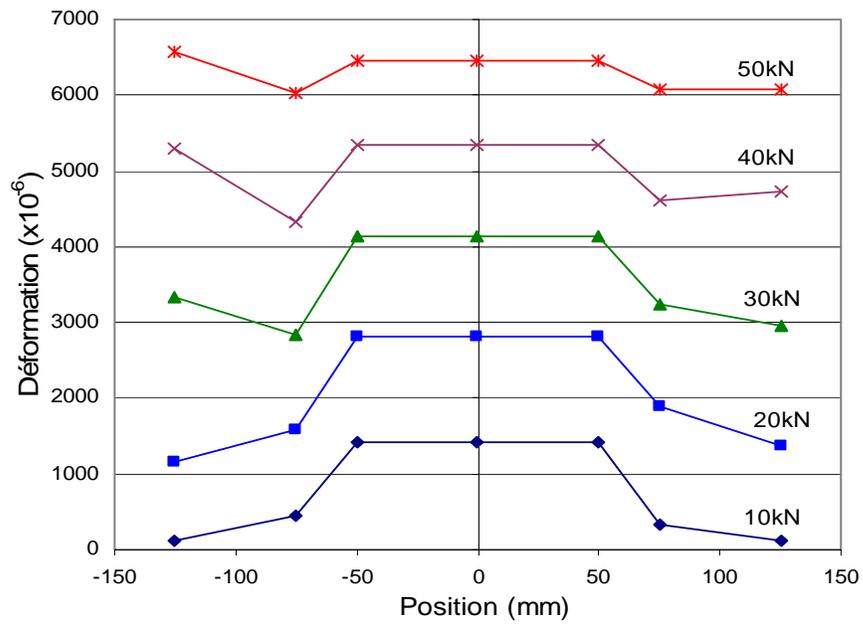


Figure 5.18 : Déformation du composite -C2L

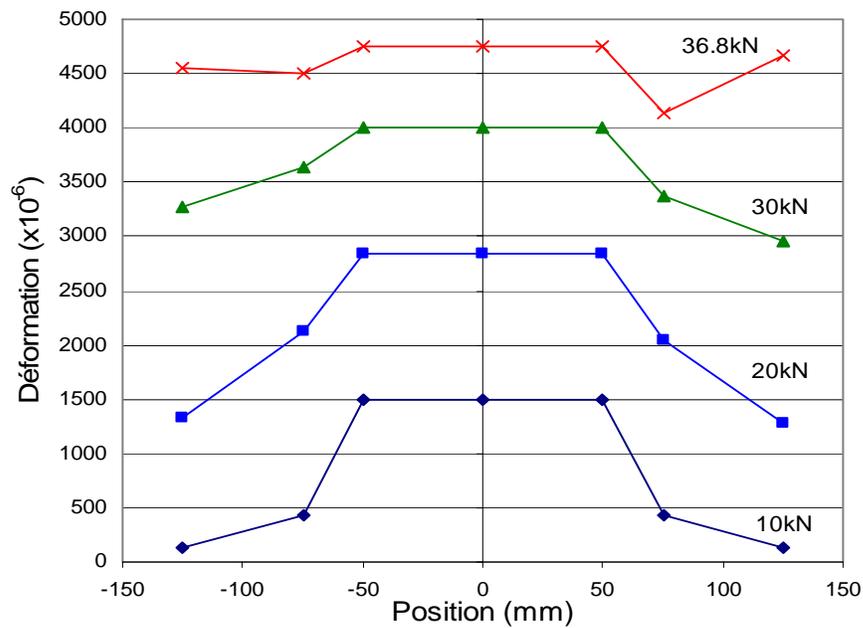


Figure 5.19 : Déformation du composite -C30

5.3.3 Mécanisme de décollement du composite

La Figure 5.20 indique la séquence de décollement observée pendant les essais alors que la Figure 5.21 montre le mécanisme de décollement du composite pendant les essais sur les poutrelles C1L, C2D et C3O. Pour les trois spécimens, le décollement a été initié au centre et s'est propagé vers l'appui. Une fois la séparation entre la lamelle et le béton complétée d'un côté (côté gauche du spécimen sur les figures), l'arrachement du béton entre l'entaille et la première fissure est ensuite survenu de l'autre côté. Il importe de souligner la séquence de décollement du composite car la rupture, en raison de son caractère soudain, peut facilement présenter de fausses prévisions de l'origine du décollement.

Les deux poutrelles ayant une préparation de surface avec des stries longitudinales ou diagonales ont subi un décollement entre la lamelle et la colle, ce qui est une indication que la limite de résistance de l'adhésif est inférieure à celle de la surface du béton. Le contraire a été observé pour la poutrelle avec collage ordinaire, où le plan de rupture s'est situé sur la surface du béton.

Les observations des zones de béton arraché témoignent du degré de renforcement de la surface de béton selon les différents types de traitement. Pour le collage ordinaire (spécimen C3O) le plan de rupture se trouve entre 2 mm et 3 mm de profondeur. Une profondeur de 5 mm à 6 mm a été mesurée pour les spécimens C1L et C2D, où la surface avait été préparée avec des stries longitudinales ou diagonales respectivement.

$P_1 < P_2 < P_3 < P_U$

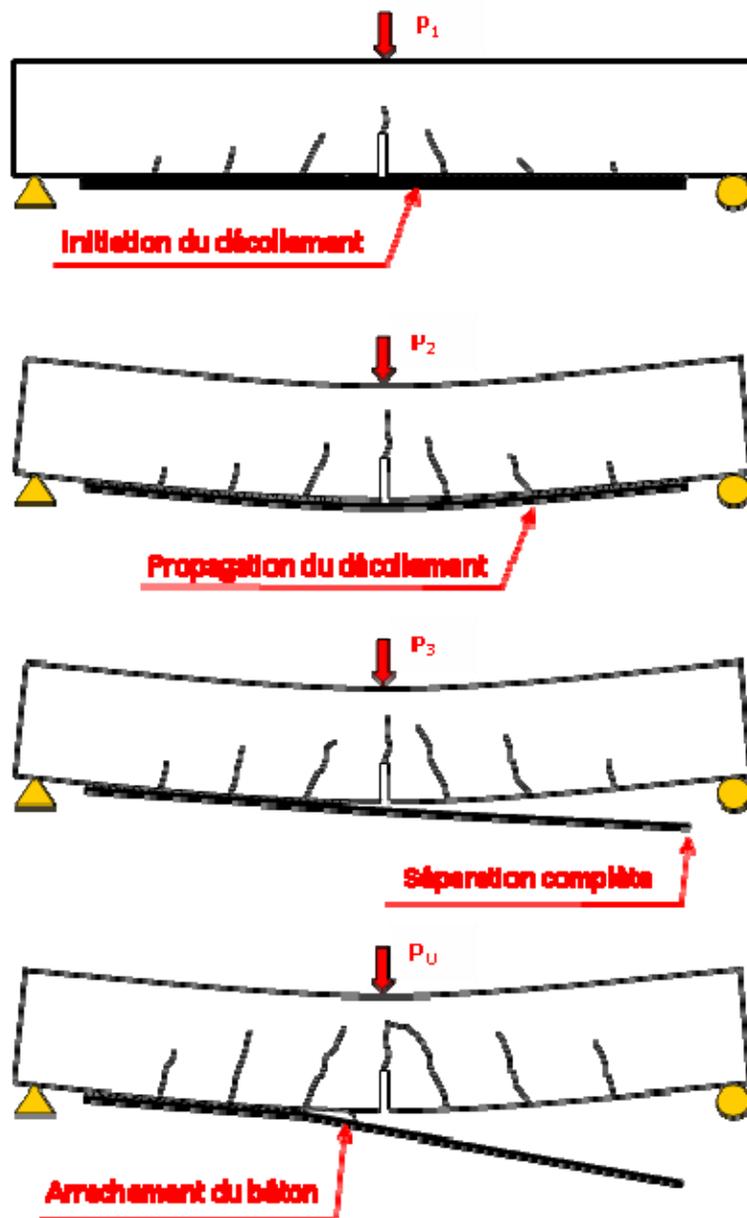


Figure 5.20 : Séquence de décollement du composite pour les spécimens C1L, C2D et C3O

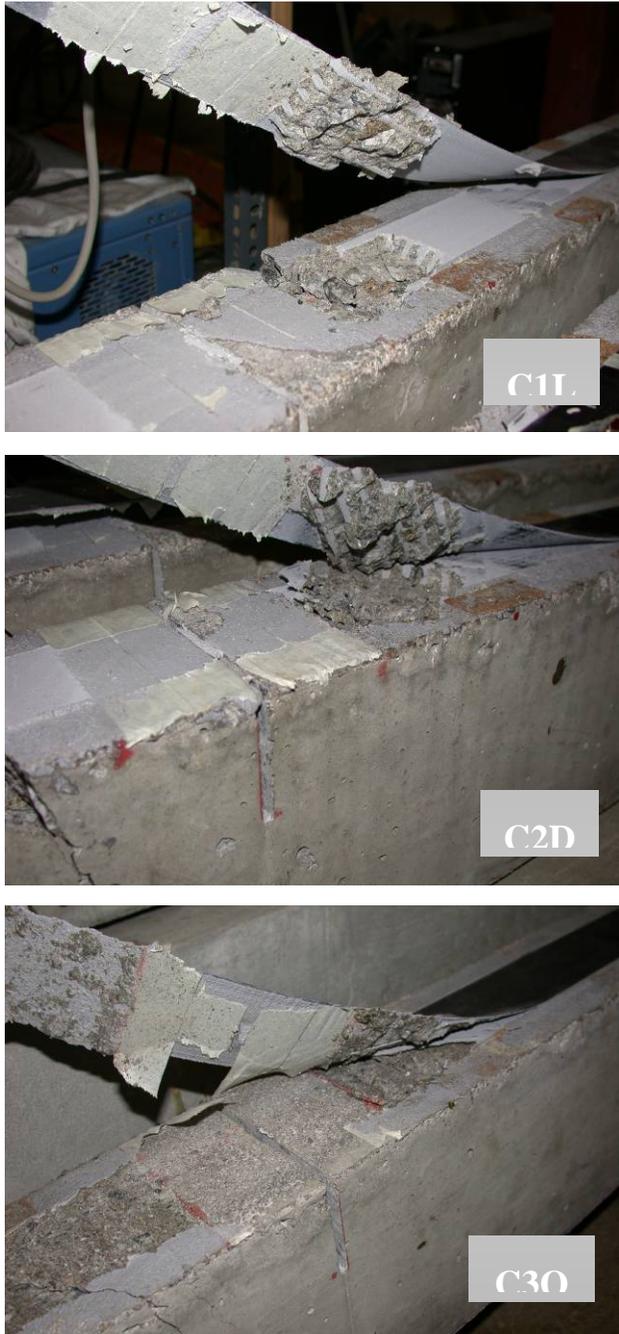


Figure 5.21 : Mécanisme de décollement du composite

5.4 Résultats et observations des groupes D et E

Ces essais ont mis en évidence un comportement différent des étapes précédentes, où le mécanisme de propagation des fissures contrôlait la résistance ultime. Les groupes D et E sont caractérisés par une seule fissure ouverte au droit de l'entaille. Ce type de dégradation des poutrelles est dû au renforcement en traction discontinu à mi-portée. Le Tableau 5.3 présente le sommaire de résultats des essais des groupes D et E.

Tableau 5.3 : Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe D et E

Spécimen	Préparation de surface et renforcement	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
D1O	Jet de sable. Treillis doubles internes. Barre d'armature M25 en traction coupée à mi-portée.	$P_u=25.40$ kN $\epsilon_{max}=2980$ $\mu\epsilon$	Fissures ne sont présentes qu'au niveau de l'entaille. Décollement du composite à l'interface béton-colle à mi-portée.
D2L	Jet de sable et stries longitudinales. Treillis doubles internes. Barre d'armature M25 en traction coupée à mi-portée.	$P_u=35.90$ kN $\epsilon_{max}=4420$ $\mu\epsilon$	Fissures ne sont présentes qu'au niveau de l'entaille. Décollement du composite à l'interface colle-composite à mi-portée.

Tableau 5.3 : Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe D et E (Suite)

E1O	Jet de sable. Béton fibré. Barre d'armature M25 en traction coupée à mi-portée.	$P_u=27.20$ kN $\varepsilon_{\max}=2980$ $\mu\varepsilon$	Fissures ne sont présentes qu'au niveau de l'entaille. Décollement du composite à l'interface béton-colle à mi-portée.
E2L	Jet de sable et stries longitudinales. Béton fibré. Barre d'armature M25 en traction coupée à mi-portée.	$P_u=34.00$ kN $\varepsilon_{\max}=4020$ $\mu\varepsilon$	Fissures ne sont présentes qu'au niveau de l'entaille. Décollement du composite à l'interface colle-composite à mi- portée.

Pour ces spécimens les fissures en cisaillement ont été empêchées par l'armature interne constituée d'un treillis double pour le groupe D et par les fibres en acier pour le groupe E.

Cette configuration de renforcement des spécimens avait pour but d'induire une concentration maximale des efforts au niveau de la fissure unique (vis-à-vis l'entaille) afin d'étudier l'influence de la préparation de la surface ainsi que l'influence du renforcement du béton au niveau du matériau à l'aide du béton fibré.

5.4.1 Mécanisme de décollement du composite

Les Figure 5.22 et Figure 5.23 montrent des similitudes dans le mécanisme de décollement entre les groupes D et E. Pour les deux cas la rupture de l'interface de contact est contrôlée par la résistance du béton avec le collage ordinaire (Figure 5.22.a et Figure 5.23.a) et la résistance en cisaillement de la couche adhésif pour la préparation de surface par des stries (Figure 5.22.b et Figure 5.23.b).



a) Spécimen D1O après rupture



b) Spécimen D2L après rupture

Figure 5.22 : Photo du mécanisme de rupture pour les spécimens D1O et D2L

Le décollement a commencé au droit de la concentration maximale des efforts de cisaillement tangentiel sur la lamelle au centre du spécimen pour se propager vers l'extrémité. La rupture ultime s'est produite après la séparation complète du composite avec le béton.



a) E1O après rupture



b) E2L après rupture

Figure 5.23 : Photo du mécanisme de rupture pour D1O et D2L

5.4.2 Mesures expérimentales

La Figure 5.24 montre les lectures de flèche alors que la Figure 5.25 présente l'évolution des déformations du composite mesurées pendant les essais au centre des spécimens. Le comportement à la rupture des poutrelles des groupes D et E est similaire selon le type de préparation de surface du béton. Le glissement du composite a commencé presque au même niveau de charge pour le collage avec les stries, celui correspondant à la résistance de la colle. Par contre, pour le collage ordinaire, le glissement à la surface du béton fibré s'est produit à une charge plus élevée en comparaison avec le spécimen en BHP. Une rigidité plus importante est observée pour les spécimens du groupe E faits de béton avec des fibres d'acier. Les Figures 5.26 à 5.29 présentent l'évolution des déformations du composite montrant la propagation du décollement lorsque le niveau de lectures pour les jauges latérales s'approche à la valeur maximale de la jauge au centre (position d'abscisse égale zéro sur les figures).

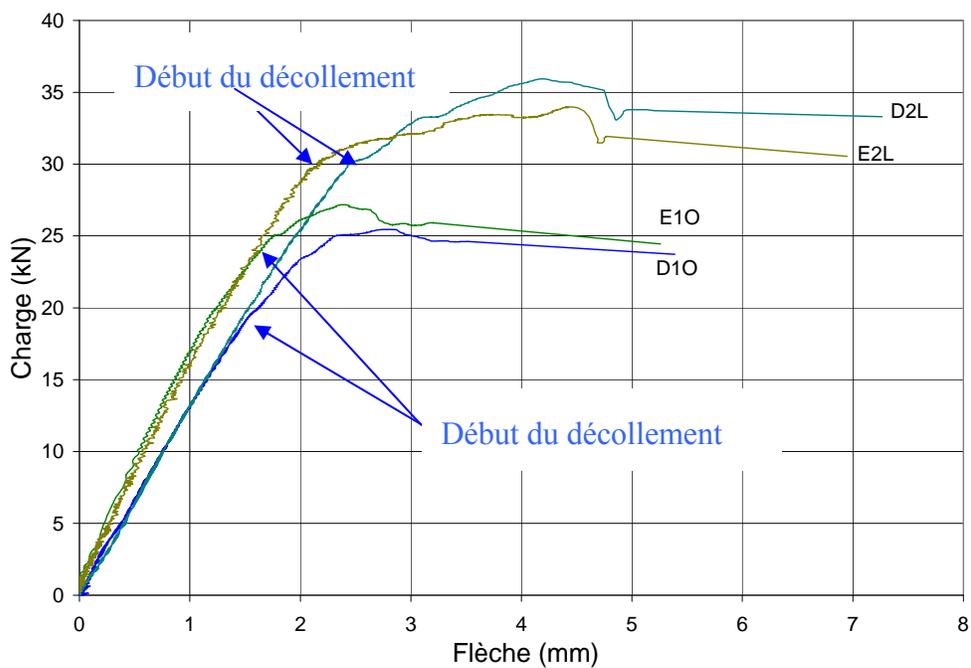


Figure 5.24 : Flèche au centre – comparaison D10, D2L, E10 et E2L

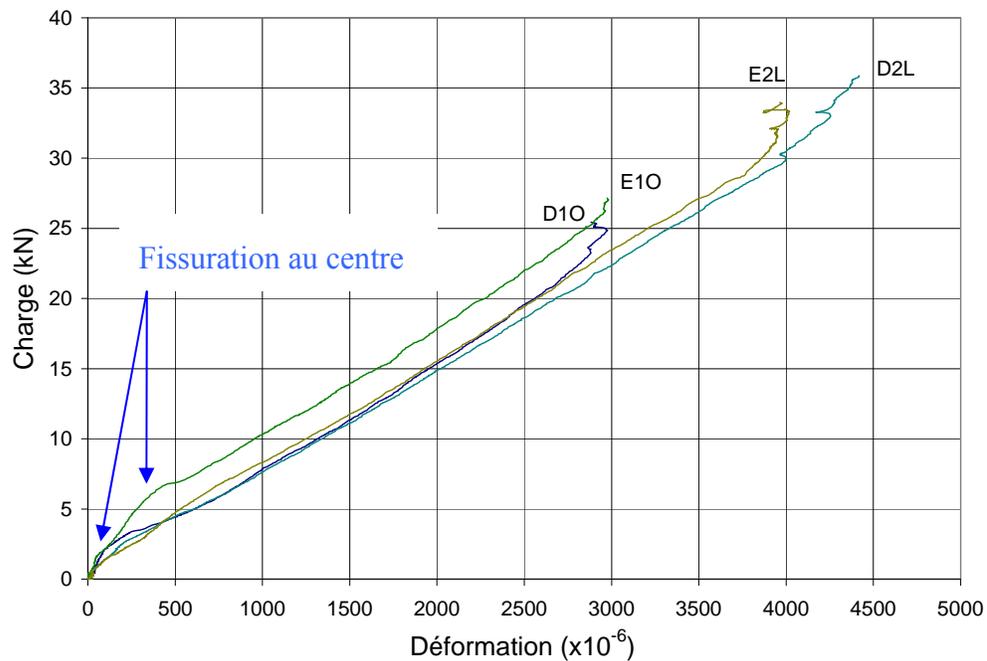


Figure 5.25 : Déformation du composite au centre – D10, D2L, E10 et E2L

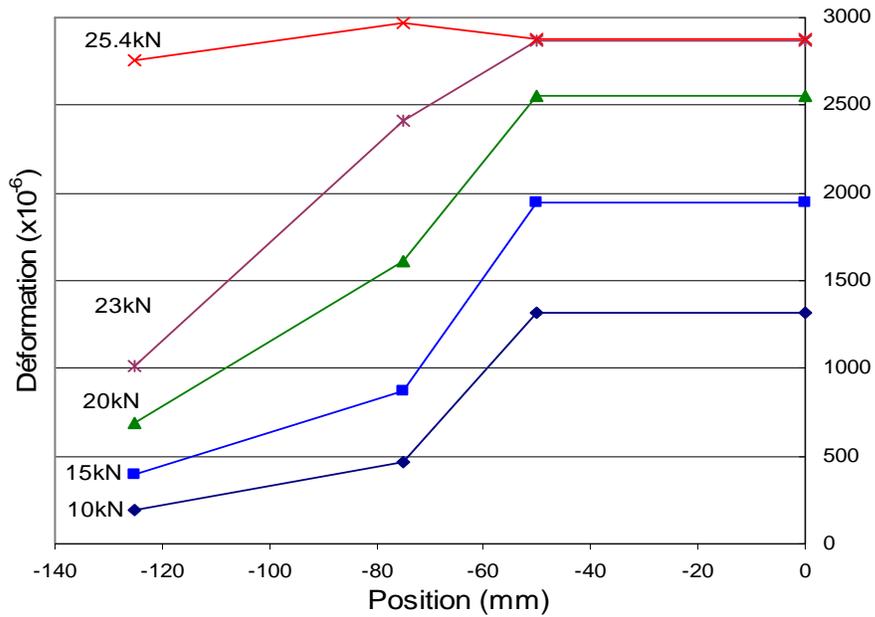


Figure 5.26 : Déformation du composite -D10

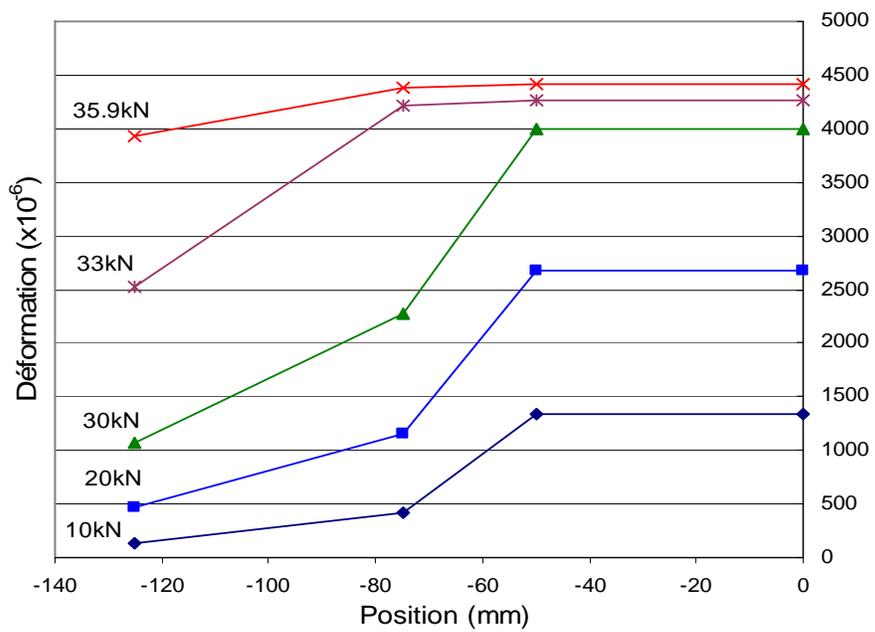


Figure 5.27 : Déformation du composite -D2L

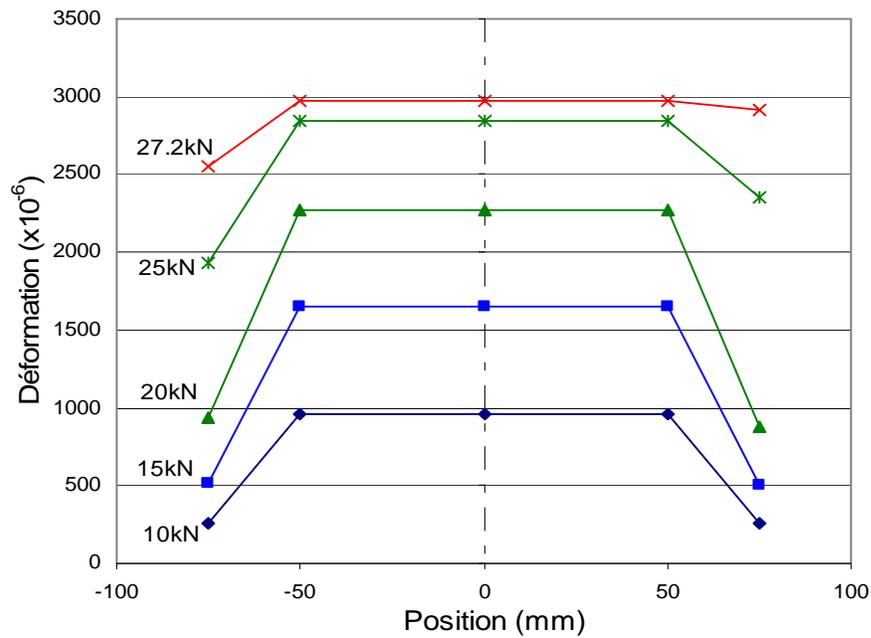


Figure 5.28 : Déformation du composite -E1O

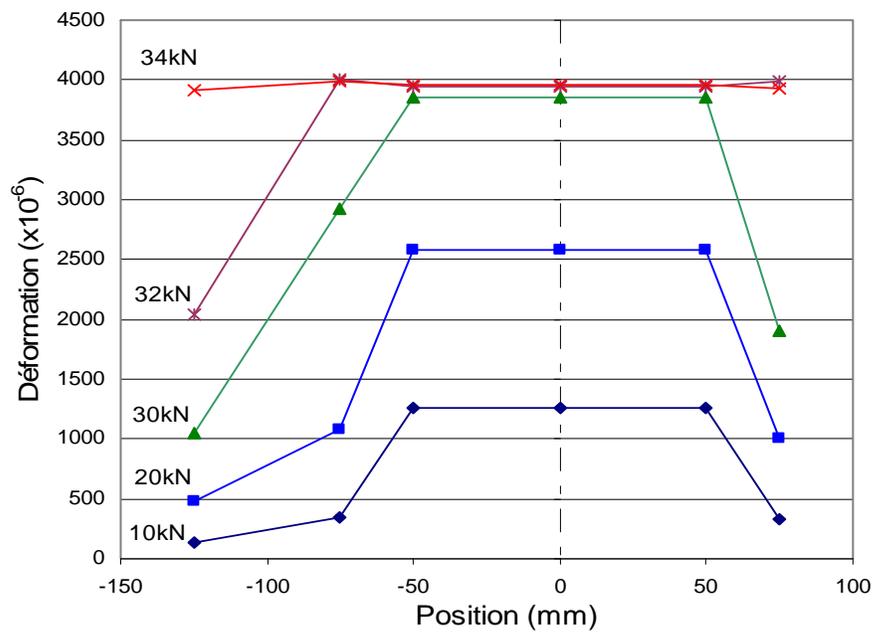


Figure 5.29 : Déformation du composite -E2L

5.5 Conclusion sur les essais de la phase Flexion 1

La première phase d'essais préliminaires en flexion a permis de dégager certaines hypothèses sur le comportement et l'influence des paramètres à l'étude. Le Tableau 5.4 donne le pourcentage d'augmentation de la résistance due à la préparation de surface du béton par des stries longitudinales par rapport au collage ordinaire. L'amélioration du contact est évidente et son niveau dépend de plusieurs paramètres associés à l'armature en cisaillement ainsi qu'au type de béton employé pour les spécimens.

Tableau 5.4: Tableau comparatif des gains en résistance pour la surface avec stries

Type de poutrelle	Charge à la rupture (P_u) – (kN)		Gain en résistance (%)
	Collage ordinaire avec préparation au jet de sable	Surface préparée avec des stries longitudinales	
Groupe A	25.4	32.9	29.7
Groupe C	36.8	50.3	36.7
Groupe D	25.4	35.9	41.3
Groupe E	27.2	34.0	25.0

Le Tableau 5.5 indique l'effet bénéfique en fonction du renforcement (armature en cisaillement, treillis en acier et béton fibré) parmi les poutrelles avec collage ordinaire. Les spécimens sont comparés par rapport à la poutrelle A10 sans aucun renforcement. Le facteur d'amélioration le plus élevé correspond à la C30 renforcée en cisaillement par les étriers externes. Un gain de 7.3% pour le groupe E est probablement dû au béton plus résistant (Tableau 4.6). Il faut remarquer que la rupture de l'interface est contrôlée par la résistance du béton pour tous les spécimens avec collage ordinaire.

Tableau 5.5: Comparaison de la résistance selon le type de renforcement - surface ordinaire

Type	Groupe A A1O	Groupe C C3O	Groupe D D1O	Groupe E E1O
Pu	25.36 kN	36.80 kN	25.40 kN	27.20 kN
Facteur	100.0 %	145.1 %	100.2 %	107.3 %

Le Tableau 5.6 donne une appréciation de la résistance ultime des poutrelles avec les stries longitudinales. L'effet d'amélioration le plus notable appartient aux spécimens B1L et C2L, où la distance entre les étriers joue un rôle dominant dans le degré de renforcement. Les poutrelles D2L et E2L ont présenté un gain de résistance moins efficace à cause de la discontinuité importante en rigidité introduite par la barre d'armature en traction coupée au centre.

Tableau 5.6: Augmentation de résistance due au renforcement - surface avec stries

Type	Groupe A A2L	Groupe B B1L	Groupe C C2L	Groupe D D2L	Groupe E E2L
Pu	32.88 kN	42.70 kN	50.30 kN	35.90 kN	34.00 kN
Facteur	100.0 %	129.9 %	153.0 %	109.2 %	103.4 %

À la lumière des résultats obtenus dans cette phase, une technique de réparation à l'aide de matériau composite a été élaborée. Les recommandations suivantes issues de l'analyse des résultats seront prises en compte pour la phase subséquente des essais préliminaires en flexion.

La technique de préparation de la surface du béton par des stries longitudinales est efficace et son influence positive est vérifiée. Toutefois, ce facteur ne peut pas être quantifié dans la présente phase en raison du mode de rupture contrôlé par la résistance de la couche adhésive. Par conséquent, la capacité ultime du béton préparée avec des stries n'a pas pu être atteinte.

Le mécanisme de fissuration influence directement la résistance ultime de la structure réparée par des lamelles de composite. Une concentration des efforts au droit de fissure est la cause de la rupture de l'interface entre le composite et le béton.

La distance et l'uniformité de répartition des fissures sont liées à la magnitude des efforts sur la lamelle. Cette relation peut se présenter, pour le béton (BHP), à partir de l'ouverture des fissures w comme suit:

$$w \approx \bar{\varepsilon} \times s \quad (5.1)$$

où

$\bar{\varepsilon}$: Déformation moyenne

s : Espacement des fissures

L'utilisation du béton fibré en traction est préjudiciable lorsque combiné au béton ordinaire. Un bloc de coulis de réparation en béton fibré dans un béton moins rigide, amène une discontinuité de la courbure flexionnelle après la fissuration en provoquant une augmentation de concentration des efforts aux droits des joints entre ces deux matériaux. Par conséquent, suite à l'ouverture d'une fissure la rupture prématurée du contact survient en ce point. La Figure 5.30 illustre le mécanisme de rupture causé par un béton plus rigide dans la zone réparée.

Par contre, ce phénomène pourrait être contrôlé avec succès si des fibres élastiques sont utilisées afin de modifier le module d'élasticité du béton de réparation.

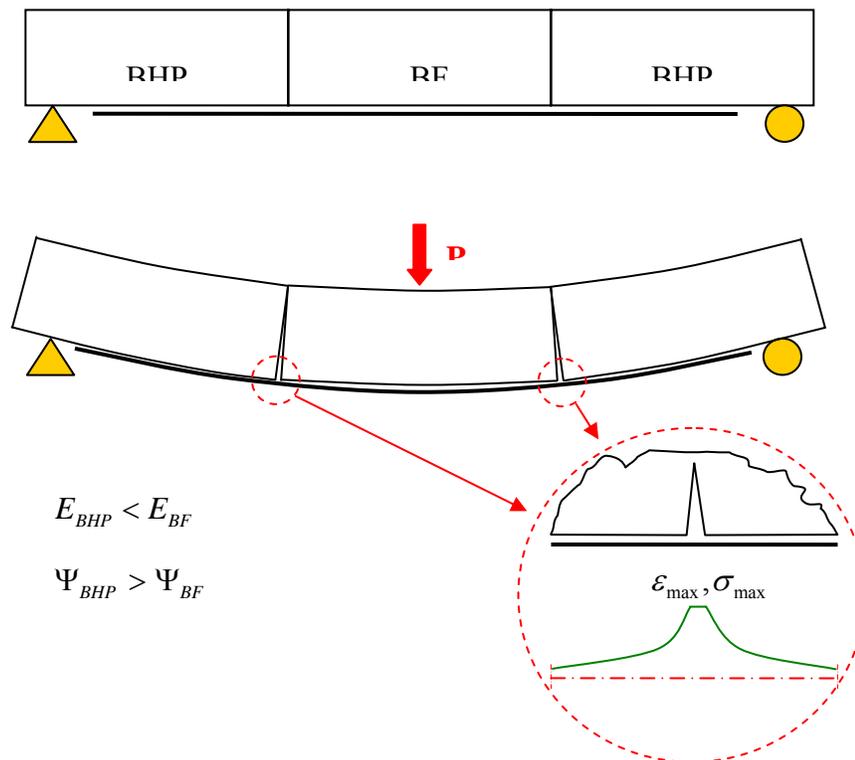


Figure 5.30 : Concentration des efforts aux joints des BF et BHP

Le phénomène de détachement du coin en béton au droit de la fissure a été complètement éliminé lors des essais de cette phase. La technique de séparation entre la lamelle de composite et le béton au moyen du papier autocollant au droit de l'entaille permet d'éliminer les efforts tangentiels transmis au béton par le composite qui travaille en traction. La Figure 5.31 illustre ce type de solution.

Une des variantes de cette technique sur les joints froids de la zone de réparation sera appliquée dans la phase subséquente des essais préliminaires.

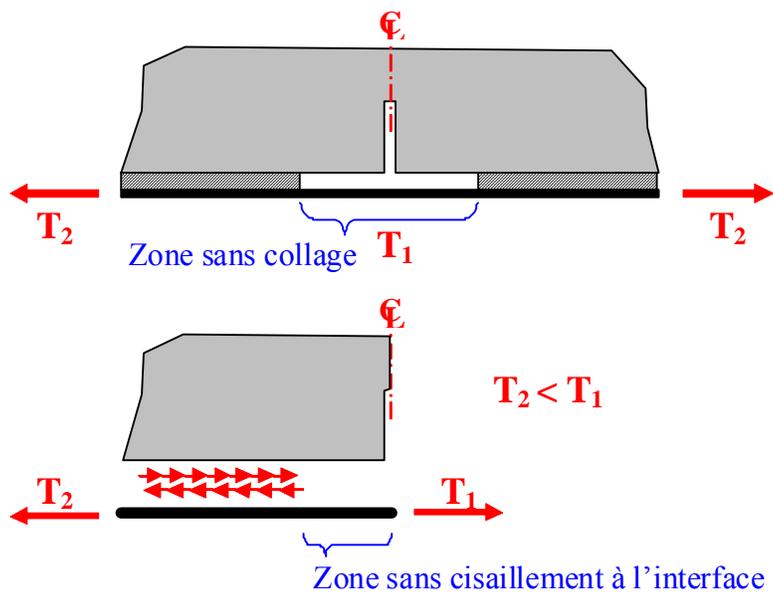


Figure 5.31 : Mécanisme d'élimination du phénomène de détachement du coin de béton

La Figure 5.32 présente le phénomène de détachement du coin en béton observé pendant les essais préliminaires et interprété dans son projet de maîtrise par Folcher (2002).

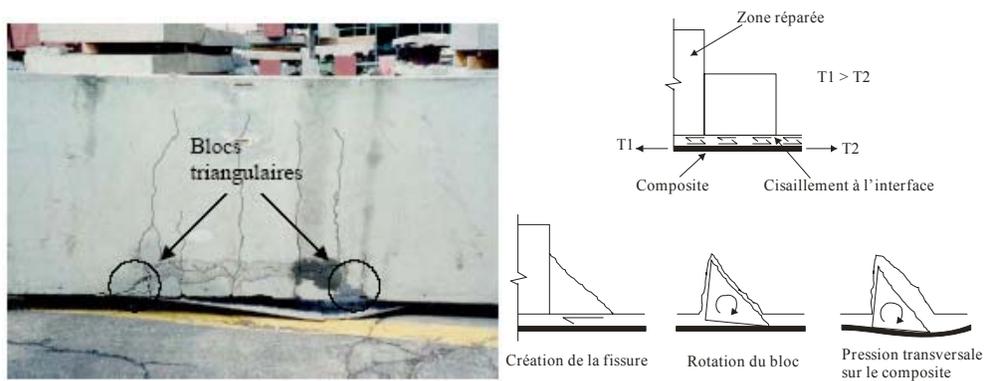


Figure 5.32 : Exemple du détachement du coin observé par Folcher (2002)

CHAPITRE 6 PHASE EXPÉRIMENTALE – FLEXION 2

6.1 Introduction

Ce chapitre présente la description des poutres de la deuxième phase des essais de flexion. Les différents types de réparation pour la zone endommagée, les différentes techniques de collage des lamelles de composite, les caractéristiques des matériaux et l'instrumentation sont ensuite exposés.

6.2 Objectif de l'étude expérimentale

La deuxième phase des essais de flexion a pour but d'étudier le comportement des six poutres en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites. Une région d'endommagement a été introduite lors de cette phase. Une validation des différentes techniques de collage des composites développées au chapitre 5 ainsi que des différents niveaux de renforcement de la zone réparée afin d'empêcher la rupture prématurée seront présentés à cette étape.

6.3 Description des poutres

Les essais ont été réalisés sur trois séries de poutres de béton de 3 200 mm de longueur, 150 mm de largeur et 300 mm de hauteur. Ces poutres contiennent deux lits de l'armature 10M situés à 50 mm et à 195 mm et un lit des torons T13 situé à 245 mm de la surface supérieure. La Figure 6.1 indique la position du renforcement longitudinal sur la section transversale des poutres.

Dans cette application les torons agissent comme armatures longitudinales passives. L'utilisation des torons est nécessaire pour reproduire le comportement du béton situé entre le composite et les torons dans une poutre précontrainte.

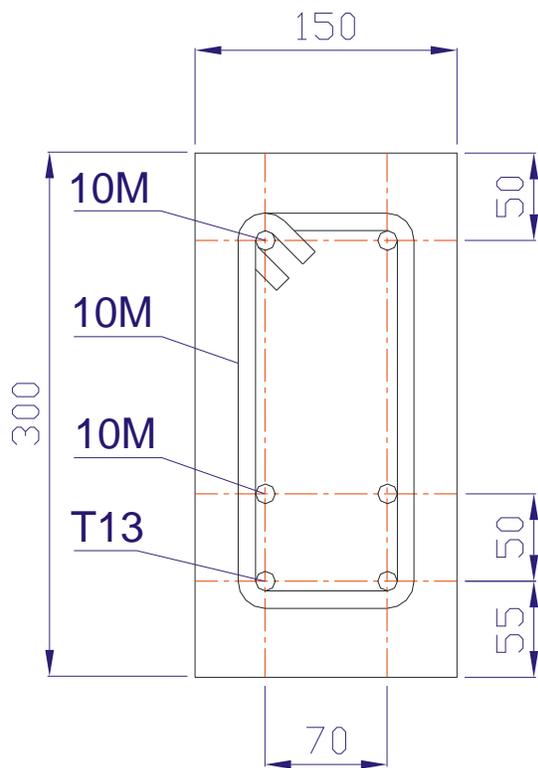


Figure 6.1 : Section de poutre

Ces spécimens ont été renforcés en cisaillement avec des étriers 10M. La Figure 6.2 indique les espacements et les positions de l'armature transversale. La Figure 6.3 illustre les détails du ferrailage des poutres.

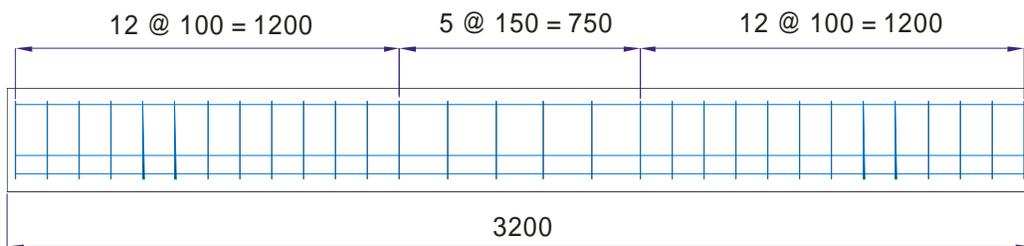


Figure 6.2 : Distribution d'armature transversale



Figure 6.3 : Détails du ferrailage

6.4 Béton

Le béton d'une même gâchée a été livré par un camion malaxeur pour fabriquer les six spécimens et fut préparé dans une usine de béton à l'extérieur de l'École Polytechnique. Le Tableau 6.1 présente les caractéristiques spécifiées, alors que le Tableau 6.2 regroupe les résultats des essais sur propriétés du béton réalisés au laboratoire de structures de l'École Polytechnique. Suite aux coulées, toutes les poutres ont été soumises à une cure humide de sept jours.

Tableau 6.1 : Caractéristiques spécifiées au fabricant du béton

Type du béton	Type 10
Granulat (mm)	5/14
Air (%)	7
Affaissement (mm)	180
f_c (MPa) – 28 jours	50

Tableau 6.2 : Propriétés du béton

Âge du béton	28 jours	87 jours	130 jours
Nombre d'échantillons	2	1	2
f_c (MPa)	47.6	51.5	52.5
E (MPa)	34450	34700	34900
ν	0.23	0.25	0.24

6.5 Identification des spécimens

Les spécimens ont été classés en 3 groupes en fonction de la présence d'endommagement ou du niveau de renforcement. Chaque groupe comprend deux spécimens, caractérisés par deux différentes techniques de préparation de surface de collage du composite. Les caractéristiques spécifiques à chaque spécimen sont présentées au Tableau 6.3.

Tableau 6.3 : Identification des spécimens

Groupe	Description de poutres	Spécimen	O	L
MA	<ul style="list-style-type: none"> • Sans endommagement 	MA1O	X	
		MA2L		X
MB	<ul style="list-style-type: none"> • Avec endommagement • Connexion des torons coupés par des barres d'armature 10M • Treillis 50 x 50 de 9 mm² • Coulée de réparation 	MB1O	X	
		MB2L		X
MC	<ul style="list-style-type: none"> • Avec endommagement • Coulée de réparation 	MC1O	X	
		MC2L		X

O : Collage ordinaire sans préparation spéciale de surface;

L : Surface du béton avec des stries longitudinales;

6.6 Instrumentation des spécimens

Plusieurs mesures de flèche et de déformation prises en continu étaient nécessaires pour valider le comportement prévu et le degré de résistance de chaque spécimen.

La flèche au centre de spécimens a été mesurée à l'aide de deux capteurs de déplacement (LVDT), un capteur de chaque côté du spécimen. La Figure 6.4 illustre ce type d'installation.

Type de LVDT : SDF25;

Course linéaire ± 25 mm;

Sensibilité : $\% < 0.01\%$

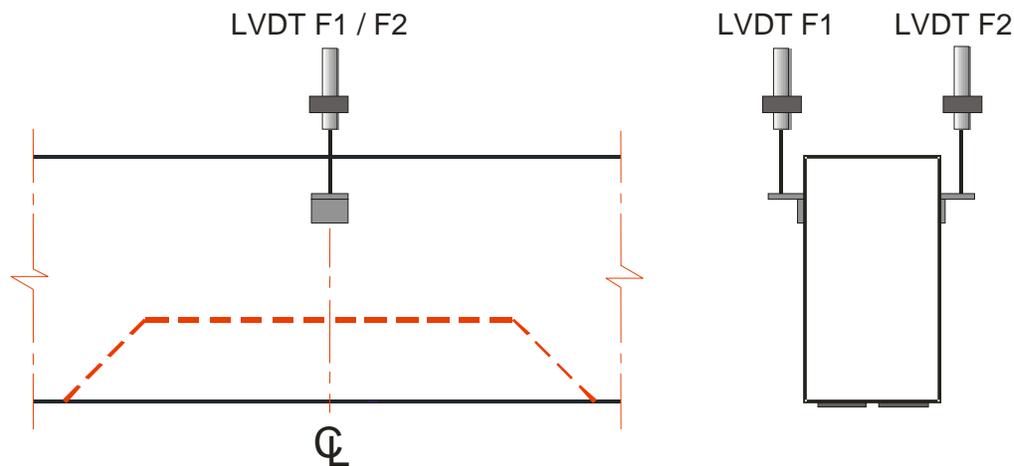


Figure 6.4 : LVDT pour mesurer la flèche

L'ouverture des fissures sur la zone de moment constant, d'une longueur de 750 mm, a été mesurée par une série des lectures provenant de cinq capteurs de déplacement (LVDT) espacés à 150 mm. Ces positions sont présentées sur la Figure 6.5.

Type de LVDT : DG/5.0;

Course linéaire ± 15 mm;

Sensibilité : $\% < 0.01\%$

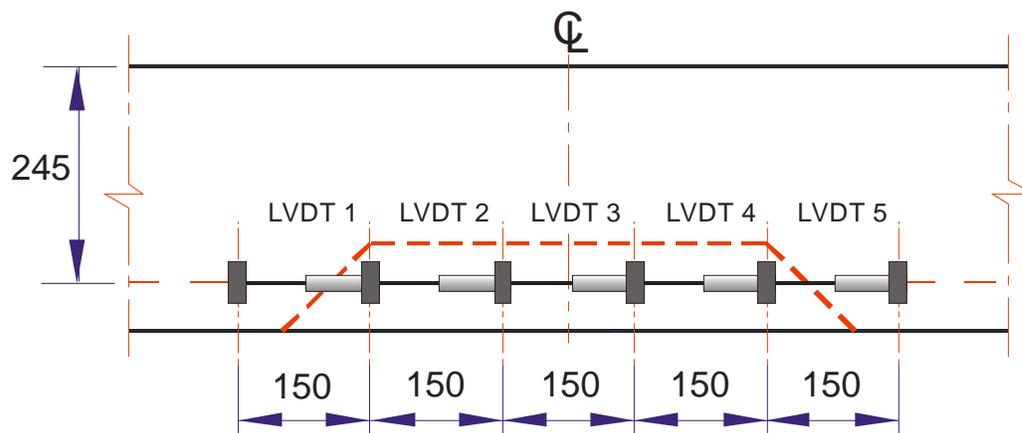


Figure 6.5 : Positions des LVDT pour l'ouverture de fissures

Les déformations du béton en traction ont été mesurées par trois jauges qui ont été installées dans la zone de réparation au niveau du lit de torons situé à 245 mm de la surface supérieure. Une des trois jauges a été mise au centre du spécimen et les deux autres ont été collées au joint froid de chaque côté de la zone réparée, tel que présentée sur la Figure 6.6.

Type de jauge : N2A-06-20CBW-120;

Facteur de jauge : $2.100 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$.

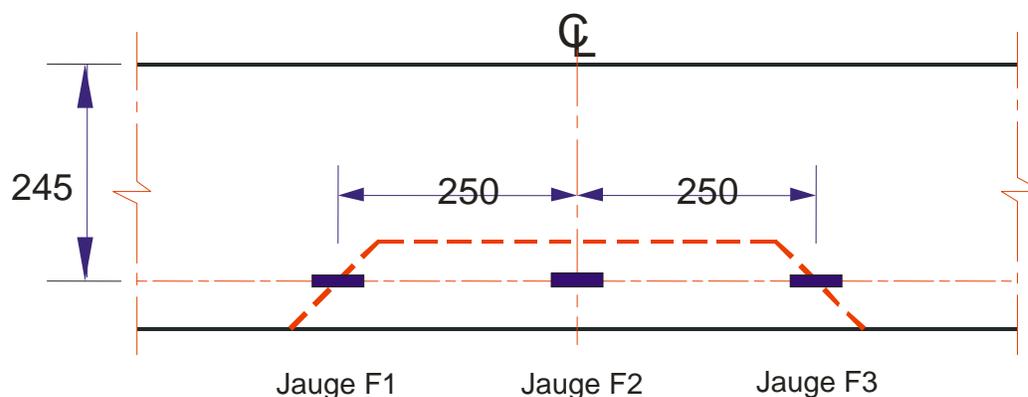


Figure 6.6 : Positions des jauges pour béton en traction

La déformation du béton en compression au centre des spécimens a été mesurée par une jauge collée sur la surface supérieure.

Type de jauge : N2A-06-20CBW-120

Facteur de jauge : $2.100 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

Les déformations sur composite ont été mesurées par une série de cinq jauges installées sur une des deux lamelles de composite et espacées à 250 mm. La Figure 6.7 présente les positions des jauges sur composite.

Type de jauge : CEA-06-250UW-120

Facteur de jauge : $2.095 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

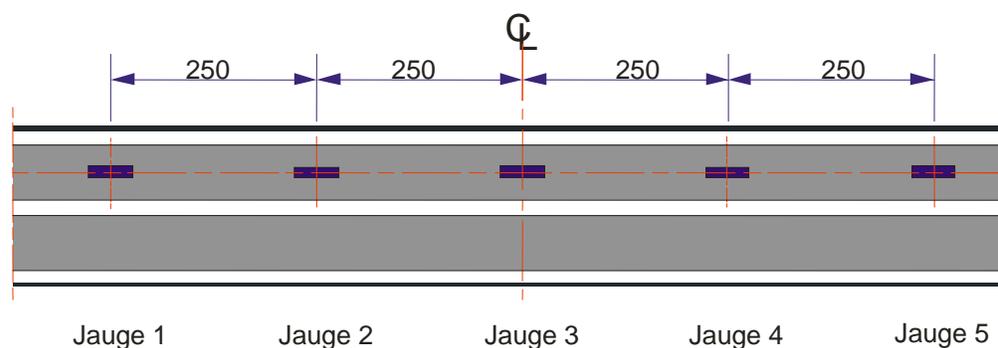


Figure 6.7 : Positions des jauges sur composite

Les déformations de l'acier ont été mesurées sur la barre d'acier installée afin de chevaucher les torons coupés (pour les spécimens MB1O et MB2L).

Type de jauge : CEA-06-125UN-120

Facteur de jauge : $2.085 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

6.7 Paramètres des essais

6.7.1 Endommagement des poutres

Les poutres de la série MA n'ont eu aucun type d'endommagement, alors que les poutres des séries MB et MC devaient posséder un défaut afin de reproduire l'effet d'endommagement réel causé par un impact. Pour simuler cette région d'une poutre endommagée, la zone centrale dans la partie inférieure des spécimens a été laissée sans béton lors de la coulée. La Figure 6.8 présente les dimensions de l'endommagement du béton à reproduire.

Pour présenter une perte de 50% de capacité à reprendre les efforts en traction, les deux torons ont été coupés au centre en reproduisant une discontinuité de 150 mm de longueur. Les deux surfaces latérales d'endommagement ont été faites à 45 degré pour éviter le phénomène de détachement du coin en béton au droit de la fissure. Cette technique a été décrite dans la section 5.4.

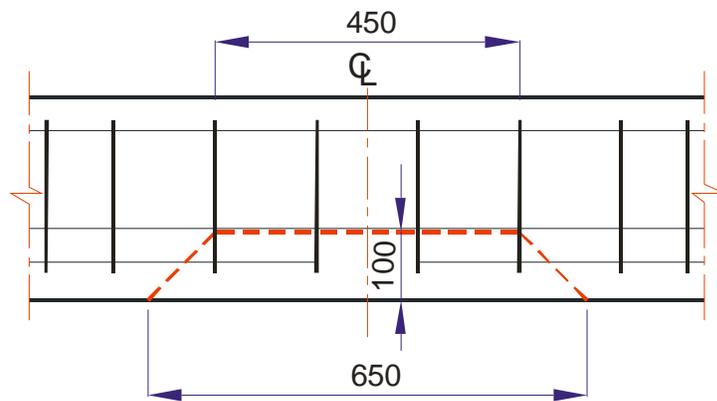


Figure 6.8 : Simulation de l'endommagement

6.7.2 Type de renforcement de la zone réparée

La zone endommagée pour les poutres MB1O et MB2L a été renforcée avant que le béton de réparation soit mis en place. Chacun des torons coupés a été chevauché par une barre d'armature 10M avec une longueur de superposition de 150 mm. Un treillis de 50 x 50 mm de 9 mm² a été ensuite installé autour des torons chevauchés. Ce type de renforcement a pour but d'éviter la discontinuité en rigidité flexionnelle causée par des torons coupés. La Figure 6.9 présente les étapes d'installation et les détails du renforcement.



Figure 6.9 : Renforcement de la zone réparée pour les poutres MB10 et MB2L

La zone endommagée des poutres de la série MC n'a été réparée que par du coulis de béton, sans renforcement supplémentaire. Ce type de réparation a été testé par Folcher (2002).

6.7.3 Type de coulis de réparation

Une formulation du coulis a été élaborée afin de s'assurer de la qualité de la réparation avec un béton de module d'élasticité moindre par rapport au béton des poutres.

Pour améliorer la capacité d'adhérence ainsi que pour éviter des zones de faiblesse sur la surface du béton, une préparation de surface par un outil d'impact comme marteau piqueur a été employée. Cette préparation est illustrée sur la Figure 6.10.



Figure 6.10 : Préparation de surface de zone endommagée

Suite aux coulées, la zone réparée a été soumise à une cure humide de sept jours. La Figure 6.11 illustre la zone réparée après la cure humide.

Tableau 6.4 : Dosage du coulis de réparation pour les poutres MB1O et MB2L

Composante	Identification	ρ	Masse de gâchée	Volume de gâchée	Volume de recette
	composante	(kg/l)	(kg)	(l)	(l/m ³)
Ciment	TERCEM	3.15	25.0	7.9	153.96
Eau		1.00	10.0	10.0	193.99
Superplastifiant	Plastol 5000	1.07	0.064	0.060	1.16
Entraîneur d'air	Eucon air 30	1.00	0.005	0.005	0.10
Sable	Granitique	2.74	30.4	11.1	215.55
Pierre	2.5-10 Granit.	2.69	46.5	17.3	335.24
Air			0.0	5.2	100.00
		Total	112	52	1000.00

Tableau 6.5: Dosage du coulis de réparation pour les poutres MC1O et MC2L

Composante	Identification	ρ	Masse de gâchée	Volume de gâchée	Volume de recette
	composante	(kg/l)	(kg)	(l)	(l/m ³)
Ciment	TERCEM	3.15	25.0	7.9	153.96
Eau		1.00	10.0	10.0	193.99
Superplastifiant	Plastol 5000	1.07	0.064	0.060	1.16
Entraîneur d'air	Eucon air 30	1.00	0.005	0.005	0.10
Sable	Granitique	2.74	30.4	11.1	215.55
Pierre	2.5-10 Granit.	2.69	46.5	17.3	335.24
Air			0.0	5.2	100.00
		Total	112	52	1000.00

Tableau 6.6: Caractéristiques de la gâchée

Spécimens	MB1O/MB2L	MC1O/MC2L
Eau / Ciment	0.40	0.40
Sable / Granulat	0.65	0.65
Air (%)	10	7
Affaissement (mm)	220	200
Étalement	390	400

Tableau 6.7: Propriétés du colis de réparation pour les poutres MB1O et MB2L

Spécimens	MB1O / MB2L	MC1O / MC2L
Âge du béton	58 jours	31 jours
Nombre d'échantillons	2	2
f_c (MPa)	33.6	54.4
E (MPa)	21500	30800
ν	0.23	0.20

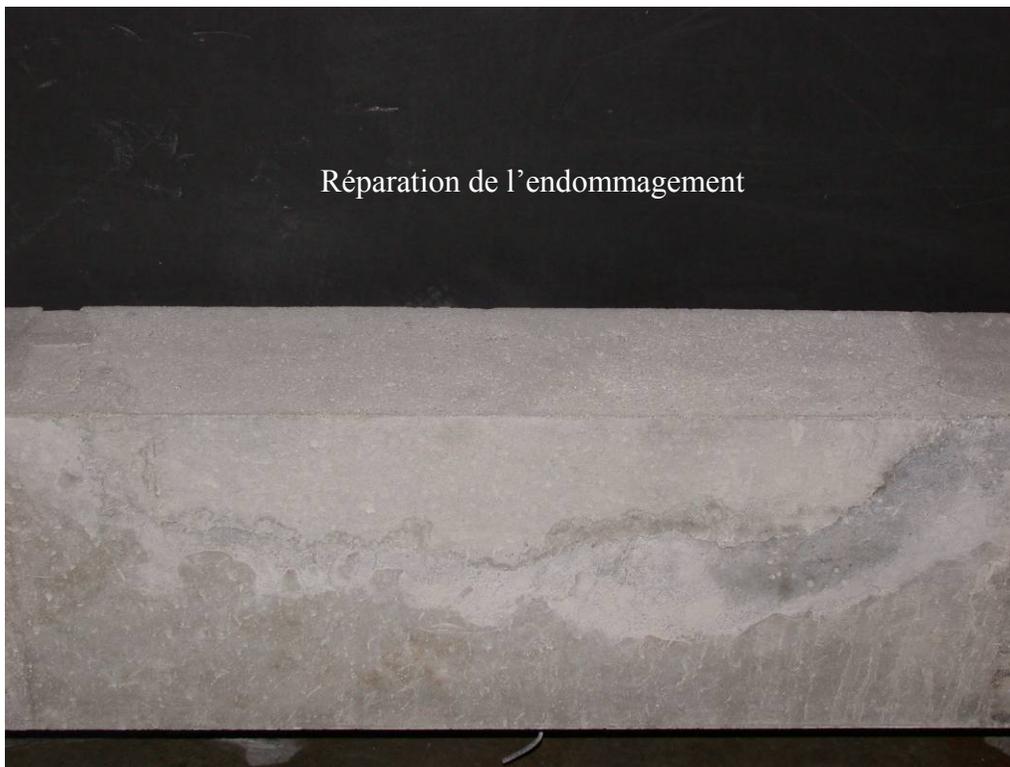


Figure 6.11 : Poutre avec endommagement réparé

6.7.4 Type de préparation de surface du béton

Avant d'appliquer l'adhésif, toutes les poutres ont été soumises à la préparation de surface au jet de sable pour la zone de collage. Ce travail a été réalisé à l'extérieur de l'École Polytechnique.

Une des deux poutres de chaque série a été préparée avec des stries longitudinales. Les stries ont été coupées à l'aide de scies circulaires avec un disque de diamant de 6 mm d'épaisseur. Les deux types de préparation de surface sont présentés sur la Figure 6.12 alors que les dimensions des stries sont montrées sur la Figure 6.13.



Figure 6.12 : Préparation de surface avant de collage du composite

6.8 Renforcement en flexion avec composite

Les six spécimens ont été renforcés en flexion avec des lamelles en fibres de carbone de type CarboDur S512 (Sika Construction) de 50 mm de largeur et 1.2 mm d'épaisseur. Deux lamelles de 2 900 mm de longueur ont été installées sur la face inférieure de chaque poutre.

$E_{FRP} = 165\ 000\ \text{MPa}$ (valeur nominale spécifiée par - Sika Construction);

$f_{FRP} = 2400\ \text{MPa}$ (valeur nominale spécifiée par - Sika Construction)

La colle époxyde structurale en pâte Sikadur 30 (Sika Construction) a été employée pour fixer le composite sur béton. L'épaisseur de la couche de colle recommandée par le fabricant est de 2 à 3 mm. Les détails de collage du composite sont illustrés sur la Figure 6.13.

Avant d'être testés, tous les spécimens ont été soumis à une cure de sept jours pour que la colle puisse atteindre sa résistance nominale.

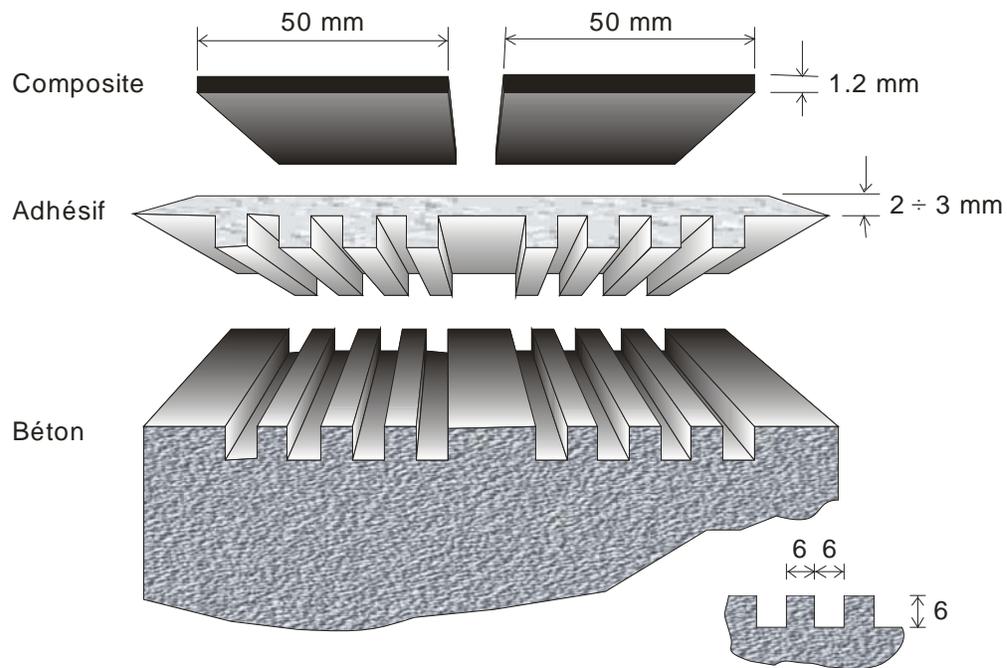


Figure 6.13 : Détails de collage avec des stries

CHAPITRE 7 RÉSULTATS – PHASE FLEXION 2

7.1 Généralités

Ce chapitre présente la description du montage expérimental ainsi que les résultats des mesures prises pendant les essais lors de cette phase. Ensuite, ces résultats sont analysés et interprétés sur une base comparative.

Les essais réalisés dans cette phase présentent les spécimens soumis en flexion de quatre points avec une portée de 3 000 mm entre les appuis simples. Deux vérins AMSLER de 245 kN (55 kips) chacun étaient employés pour la mise en charge. La zone de moment constant ou de flexion pure correspond à l'espace entre les vérins et est égale à 1000 mm. La Figure 7.1 présente les détails du montage expérimental.

Tous les spécimens ont été chargés en mode de force contrôlée jusqu'à la rupture.

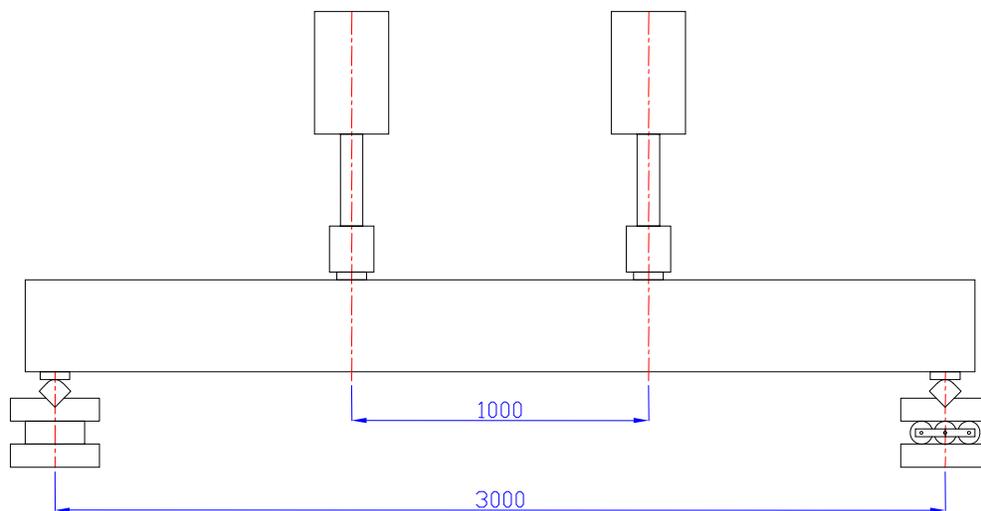


Figure 7.1 : Montage expérimental

7.2 Résultats et observations sur le groupe MA

Le Tableau 7.1 présente le sommaire des résultats des essais du groupe MA.

Tableau 7.1: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe MA

Spécimen	Préparation de surface	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
MA1O	Jet de sable	$M_u=89.8 \text{ kN.m}$ $\epsilon_{\max}=14762 \mu\epsilon$	Décollement du composite à l'interface béton-colle à 155 mm de l'extrémité du composite
MA2L	Jet de sable et stries longitudinales	$M_u=99.3 \text{ kN.m}$ $\epsilon_{\max}=16555 \mu\epsilon$	Décollage du composite par arrachement d'une couche du béton de 55 mm d'épaisseur.

7.2.1 Mécanisme de rupture

Les spécimens du groupe A n'étaient pas endommagés avant d'être renforcés par des lamelles de composite. Donc une comparaison de la résistance accrue par rapport aux poutres non renforcées n'est pas requise. Par contre, les deux poutres du groupe A seront comparées entre elles et seront également mises en relief avec les spécimens endommagés et réparés des groupes B et C.

Les deux poutres, MA1O et MA2L ont présenté un comportement similaire lors du mécanisme de fissuration soit l'apparition des fissures verticales dans la zone de flexion constante puis des fissures en cisaillement-flexion qui se propagent vers les appuis. Les fissures plus ouvertes ont été observées aux extrémités des lamelles. Cette région de béton s'avère plus sollicitée à cause de la concentration des efforts dans la zone de transfert entre la lamelle discontinue et la poutre. C'est là où origine la rupture pour les deux poutres. Malgré cette similitude, la rupture pour la poutre MA1O est survenue dans l'interface colle-béton étant contrôlée par la résistance du béton. La Figure 7.2 et la Figure 7.3 montrent l'interface de rupture pour le spécimen MA1O.



Figure 7.2 : MA10 après rupture – lamelles



Figure 7.3 : MA10 après rupture – interface de rupture

Un comportement différent a été remarqué pour la poutre MA2L, où le plan de rupture a été initié dans le béton et s'est propagé jusqu'à atteindre le lit inférieur des torons. La Figure 7.4

et la Figure 7.5 présentent la surface de rupture pour la poutre MA2L. Cette surface met en évidence que l'énergie de rupture est plus importante pour collage renforcé par des stries longitudinales par rapport au collage ordinaire. Cette observation visuelle est validée d'après les mesures des capteurs prises pendant les essais ce qui est présenté par la suite à la section 7.2.2

La séquence de rupture est présentée sur la Figure 7.6. Malgré le caractère soudain de la rupture, les images captées par la camera vidéo montrent qu'au moment de la rupture les blocs de béton, auparavant divisés par des fissures, ont été arrachés quasi simultanément de la masse de la poutre entre les lamelles et le premier lit de torons.



Figure 7.4 : Surface de rupture – plan d'initiation de rupture



Figure 7.5 : Surface de rupture – plan de propagation de rupture

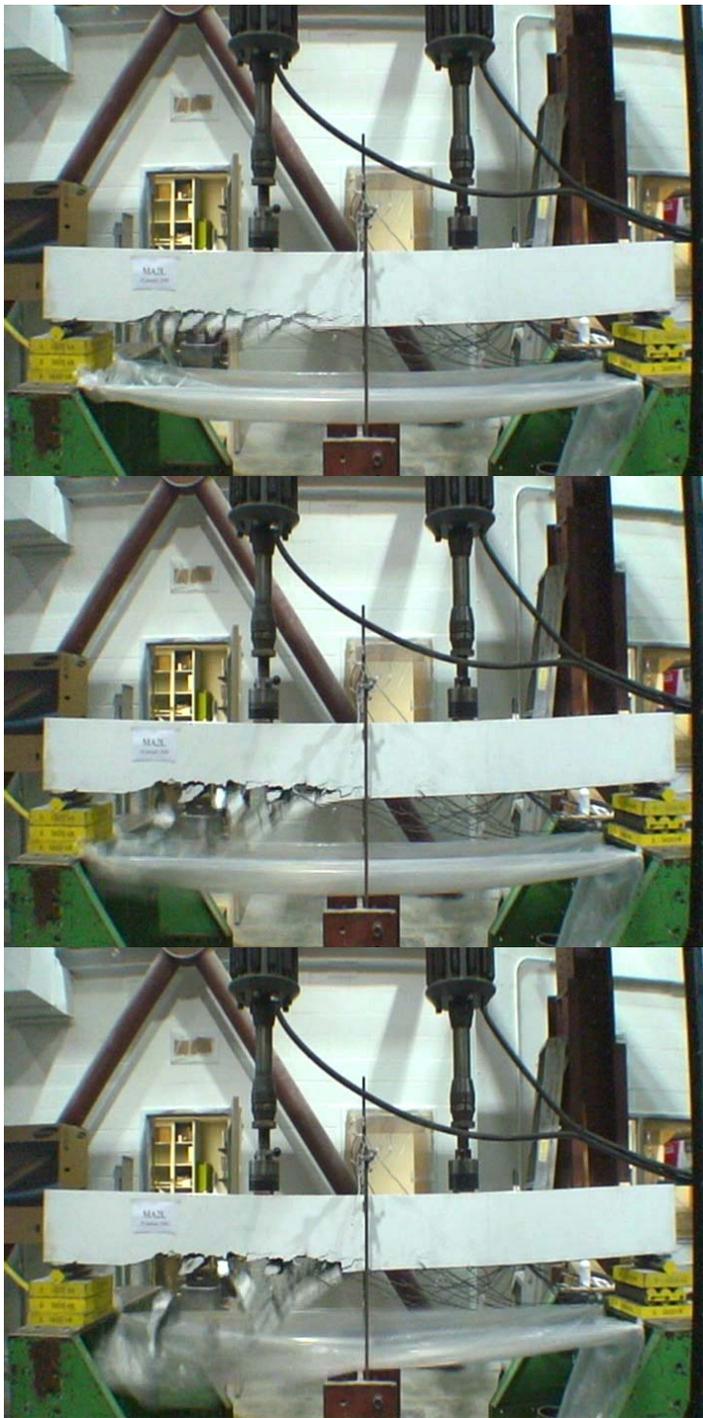


Figure 7.6 : Séquence de rupture – MA2L

7.2.2 Mesures expérimentales

En analysant les graphiques présentés sur la Figure 7.7 et la Figure 7.8, on s'aperçoit que le comportement en flèche et en courbure pour les deux poutres est pratiquement linéaire, indiquant une même rigidité structurale.

Un gain de résistance de 10.6 % pour la surface traitée par des stries longitudinales (poutre MA2L) a été observé par rapport à la surface sans traitement (poutre MA1O).

La Figure 7.9 et la Figure 7.10 présentent l'évolution des déformations du composite dans la zone de flexion pure.

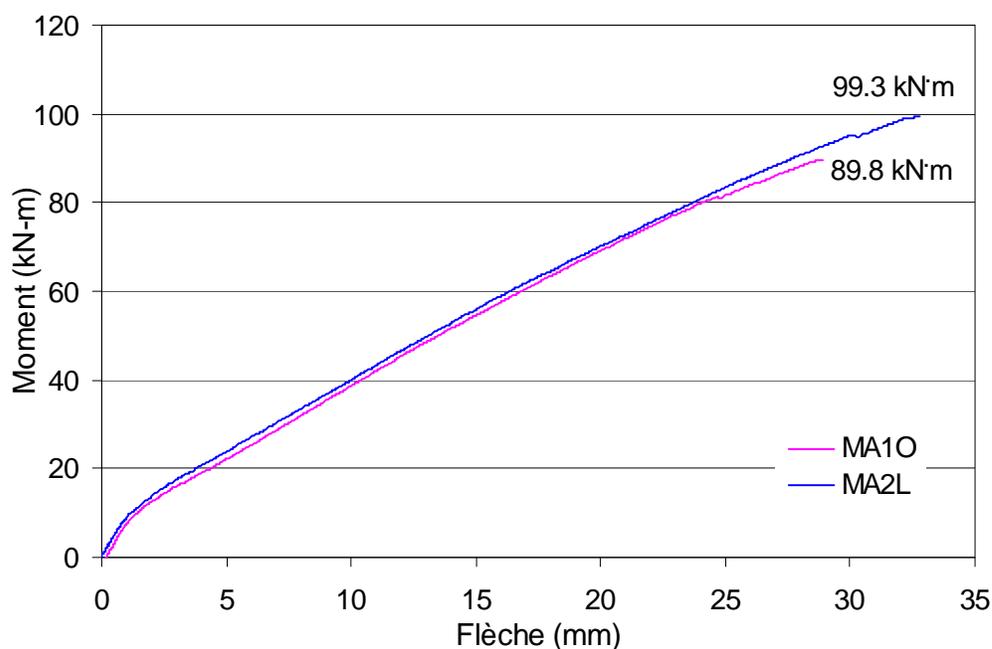


Figure 7.7 : Flèche au centre – comparaison MA1O et MA2L

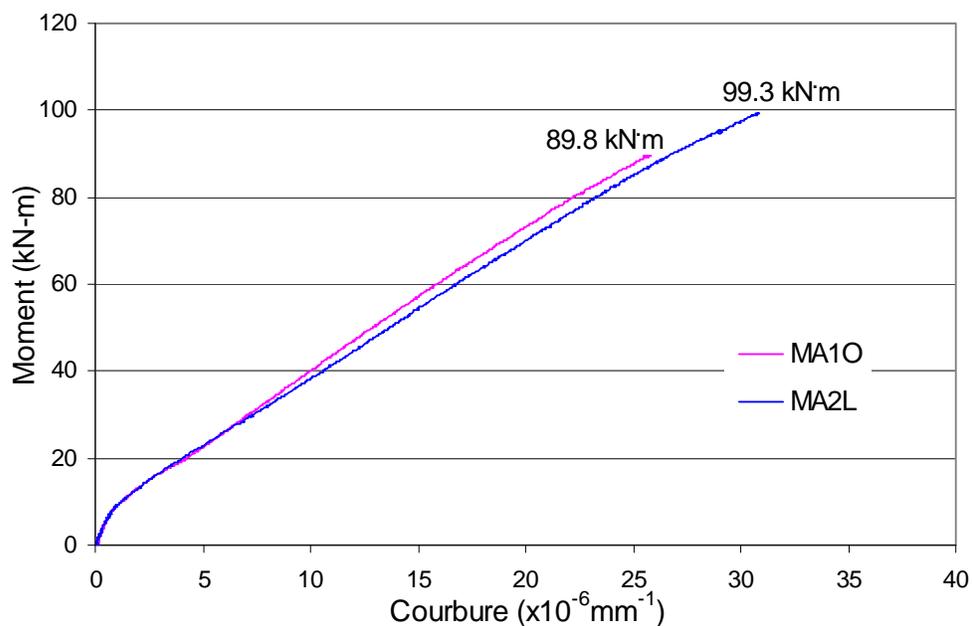


Figure 7.8 : Courbure sur 750 mm au centre – comparaison MA10 et MA2L

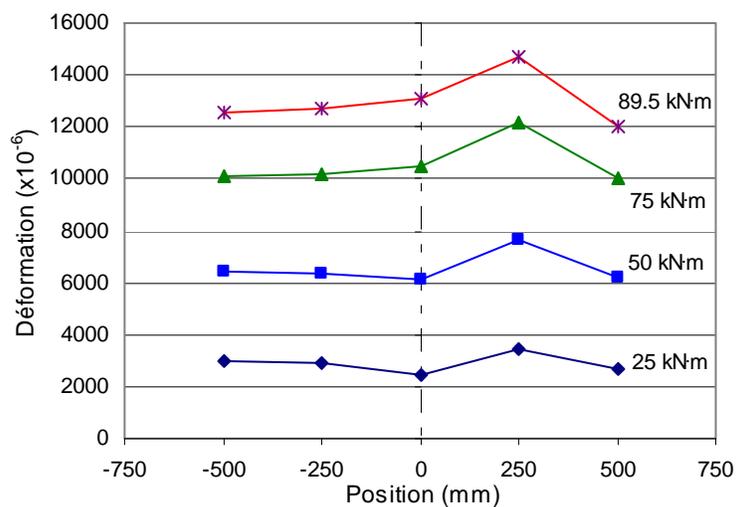


Figure 7.9 : Déformation du composite – MA10

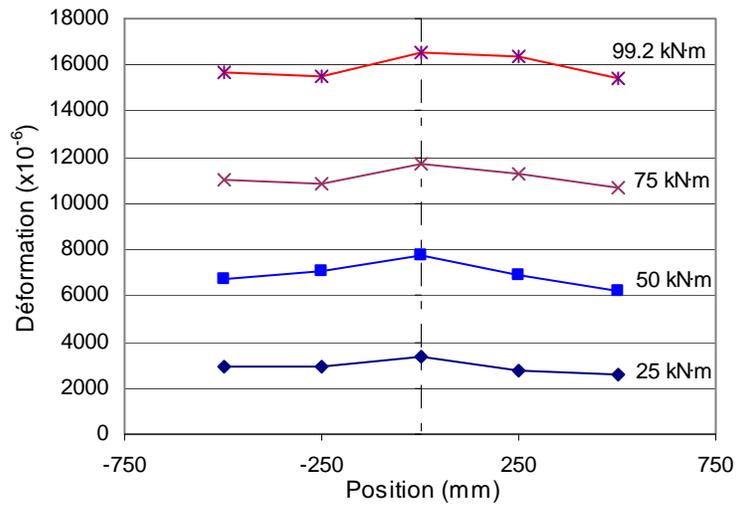


Figure 7.10 : Déformation du composite – MA2L

7.2.3 Résultats et observations sur le groupe MB

Le Tableau 7.2 présente le sommaire des résultats des essais du groupe MB.

Tableau 7.2: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe MB

Spécimen	Préparation de surface	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
MB1O	Jet de sable	$M_u=71.1 \text{ kN.m}$ $\varepsilon_{\max}=17404 \mu\varepsilon$	Fissures critiques aux extrémités de la zone réparée. Décollement du composite à l'interface béton-colle à l'endroit de la fissure critique.
MB2L	Jet de sable et stries longitudinales	$M_u=69.4 \text{ kN.m}$ $\varepsilon_{\max}=16675 \mu\varepsilon$	Fissures critiques aux extrémités de la zone réparée. Décollement du composite avec arrachement du béton jusqu'au niveau du treillis de réparation à l'endroit de la fissure critique.

7.2.4 Mécanisme de rupture

Les spécimens du groupe MB représentent des poutres endommagées et réparées. Le type d'endommagement et la technique de réparation ont été décrits au chapitre précédent.

La Figure 7.11 et la Figure 7.12 montrent que les fissures critiques se sont développées pour les deux poutres aux extrémités de la zone réparée. C'est à cet endroit d'où origine le décollement du composite. Il est important de remarquer qu'à la phase initiale de chargement, l'ouverture et la répartition des fissures étaient uniformes le long de la zone de flexion pure. Les fissures aux joints froids ont commencé à surpasser les autres lorsque le glissement des barres de réparation par rapport aux torons coupés s'est initié.

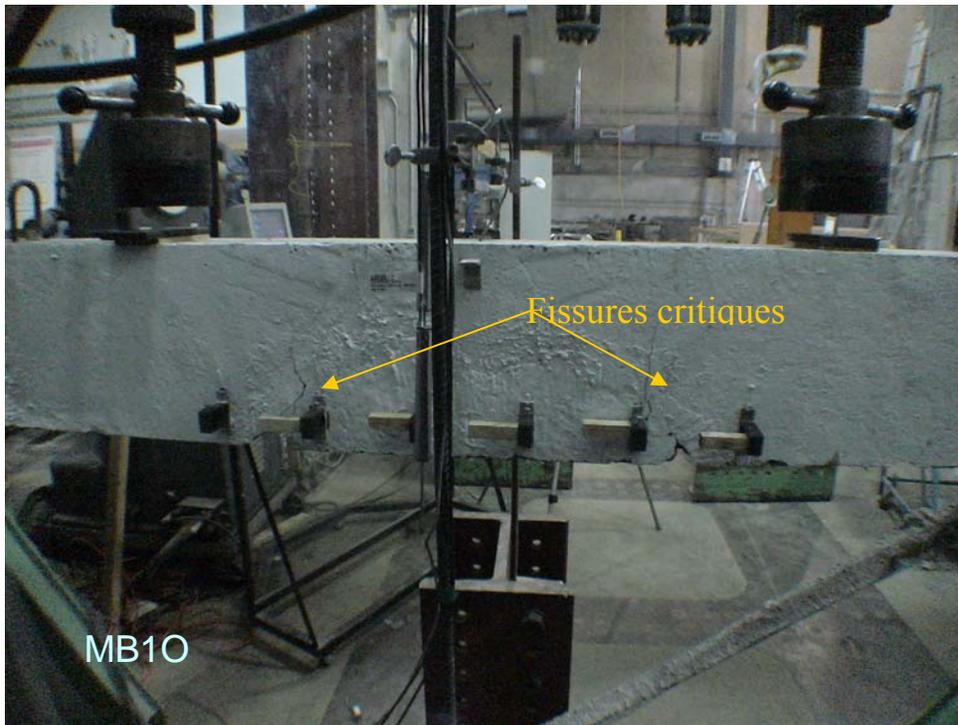


Figure 7.11 : MB10 – Fissures critiques

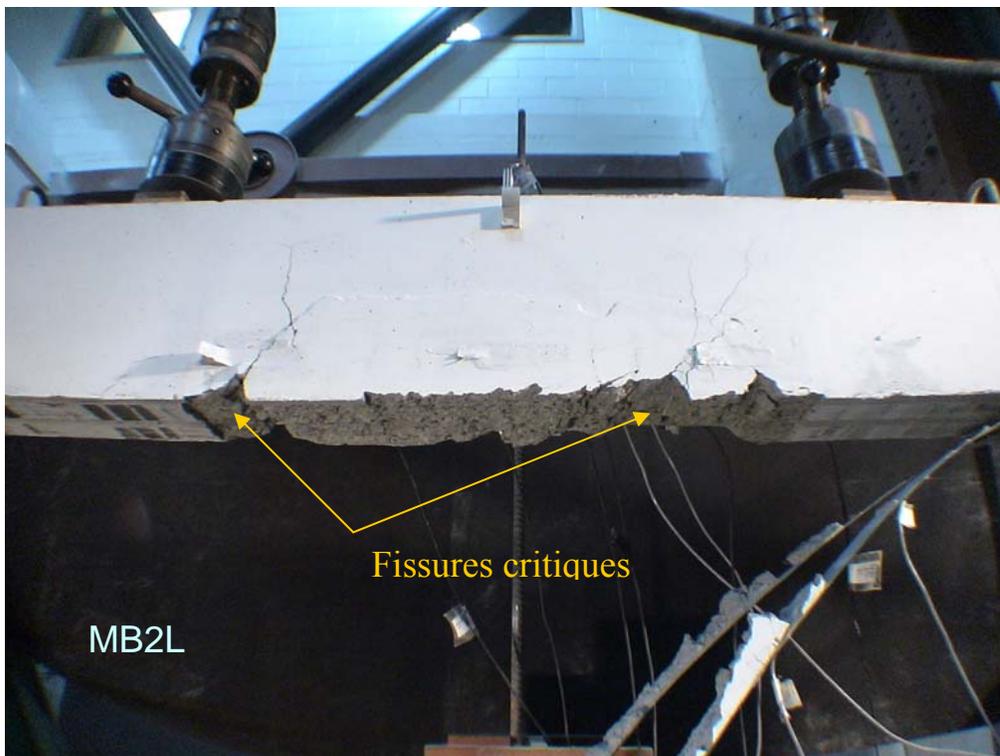


Figure 7.12 : MB2L – Fissures critiques

Le glissement est identifié sur les graphiques des Figure 7.13 et Figure 7.14 par la divergence entre les deux courbes de déformations mesurées pendant les essais. On voit que la déformation maximale mesurée sur la barre de réparation s'élève à 1663×10^{-6} pour le spécimen MB1O alors que pour le spécimen MB2L, elle atteint 1904×10^{-6} . Dans les deux cas le niveau de plastification n'était pas atteint. Par conséquent, il s'agit de glissement où la contribution de barre à l'intégrité structurale s'affaiblit graduellement.

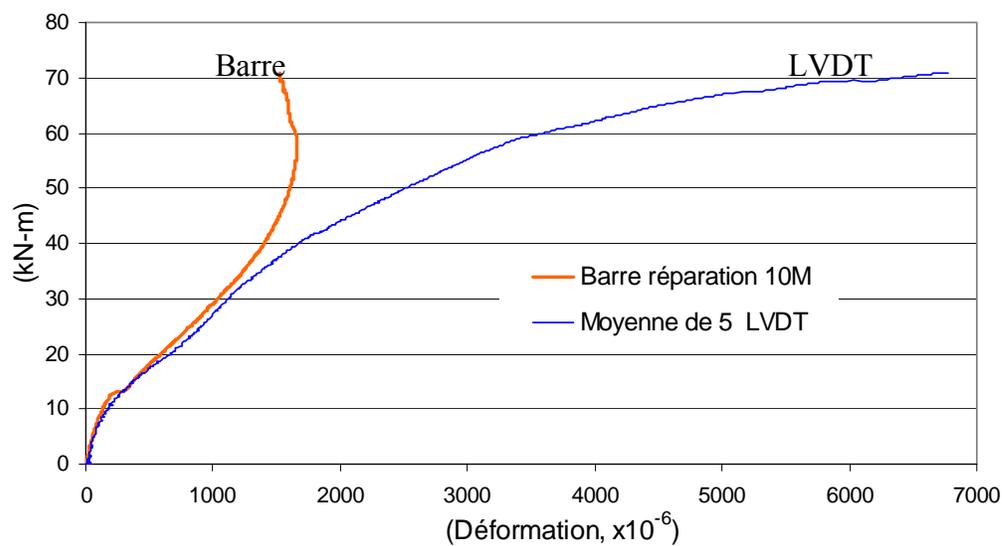


Figure 7.13 : MB1O - Déformations mesurées au niveau des torons coupés

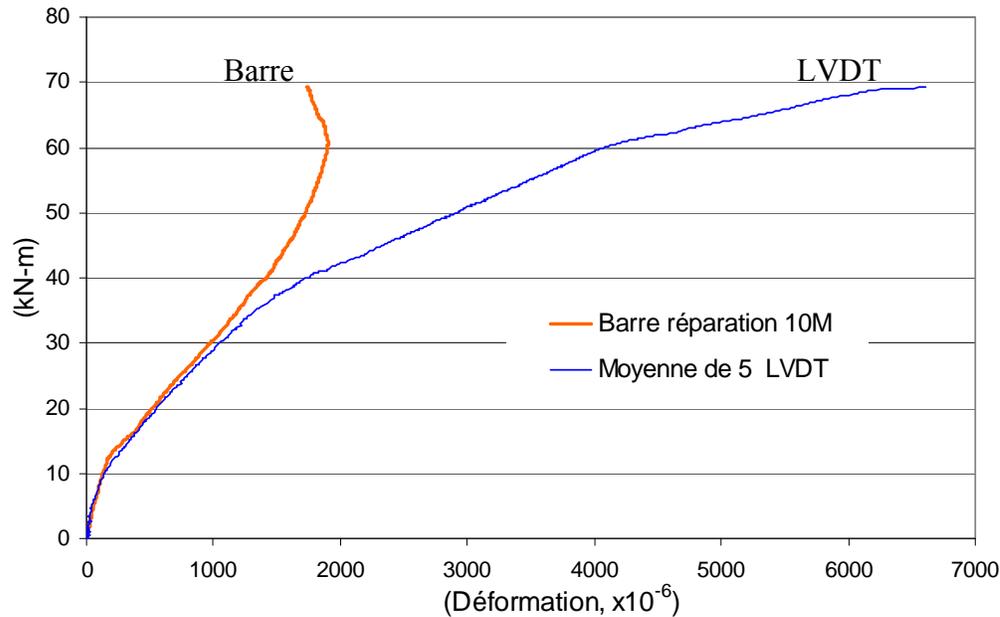


Figure 7.14 : MB2L - Déformations mesurées au niveau des torons coupés

Malgré le phénomène de glissement, le but d'installer une barre pour la connexion des torons coupés a été bien réussi. L'objectif visé n'était pas de reprendre les efforts en traction, mais plutôt d'assurer la continuité flexionnelle de la zone réparée par rapport au reste de la poutre.

La Figure 7.15 montre les lamelles du composite après la rupture. Le phénomène de délamination a été observé pour les deux lamelles tel qu'indiqué sur la figure. Celle-ci fait ressortir la localisation du pic de contraintes dans le composite qui correspond à l'origine de la fissure critique. La délamination des lamelles indique l'efficacité de la technique de renforcement employée dans cette approche. En se basant sur cette observation, il sera approprié de conclure que la capacité élastique du composite a été exploitée au complet et que la rupture prématurée n'a pas eu lieu.



Figure 7.15 : Lamelles du composite après rupture

7.2.5 Mesures expérimentales

La Figure 7.16 présente des mesures de la flèche au centre des spécimens. Un comportement global non linéaire est observé pour les deux poutres. La capacité flexionnelle pour la zone centrale est présentée à la Figure 7.17. Du point de vue du comportement, quatre zones linéaires sont clairement identifiées sur les graphiques. En faisant un parallèle avec les graphiques de la Figure 7.13 et de la Figure 7.14, on note que le commencement du glissement des barres de réparation détermine le sommet de la deuxième pente linéaire. Alors que le troisième changement en rigidité correspond au moment où la contribution frictionnelle des torons se tend vers zéro. Les deux poutres se comportent de façon identique à toutes les étapes de chargement. Par contre, un léger gain en résistance de 2.5 % a été enregistré pour la poutre MB10 en comparaison à la poutre MB2L.

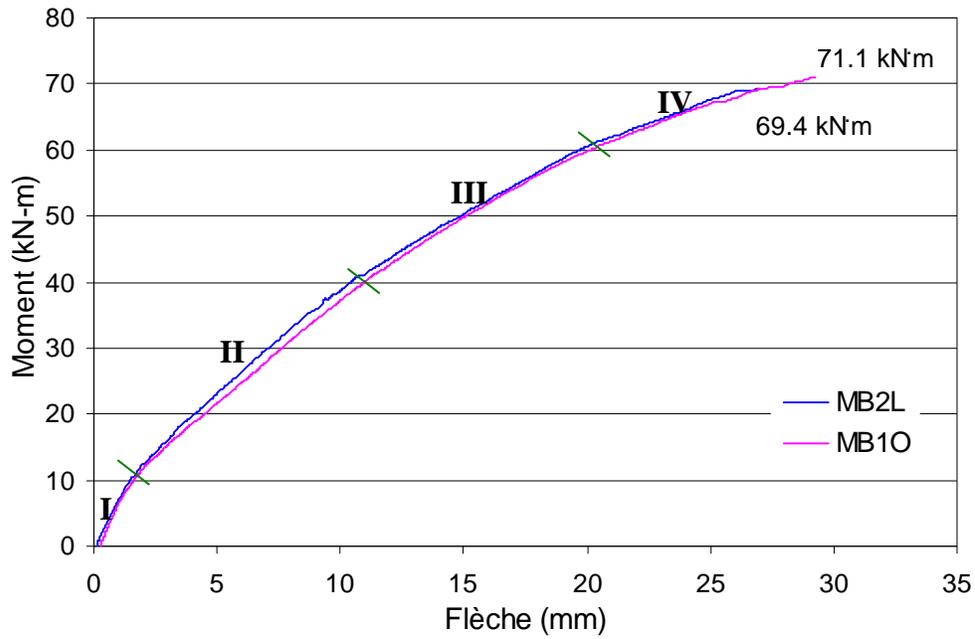


Figure 7.16 : Flèche au centre – comparaison MB10 et MB2L

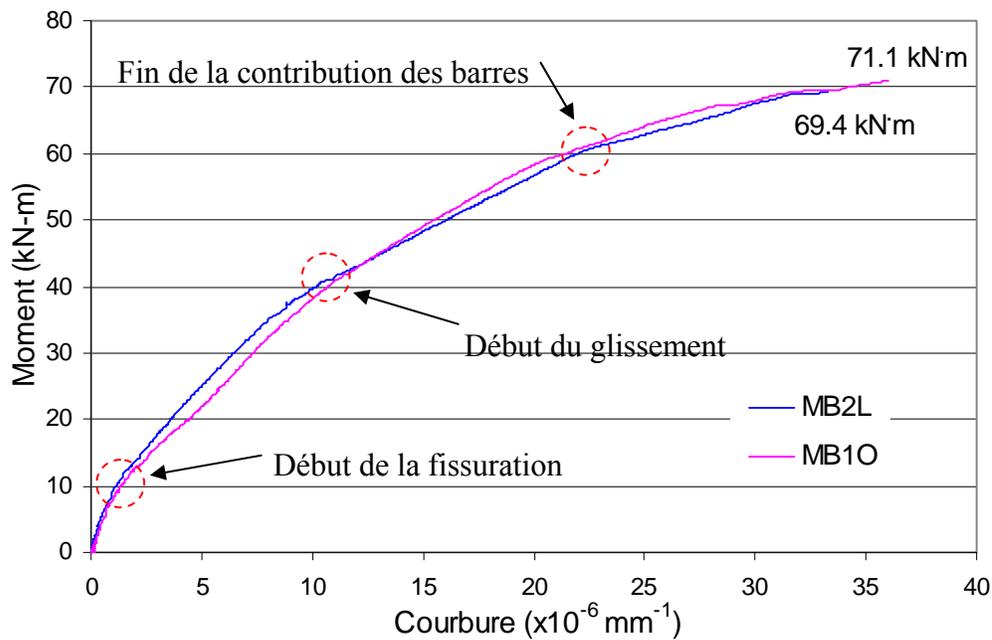


Figure 7.17 : Courbure sur 750 mm au centre – comparaison MB10 et MB2L

Les différents niveaux de déformation du composite dans la zone de flexion pure montrés à la Figure 7.18 et la Figure 7.19 s'expliquent à partir du phénomène de fissuration. Ces graphiques ne présentent qu'une évolution des déformations locales au droit des jauges.

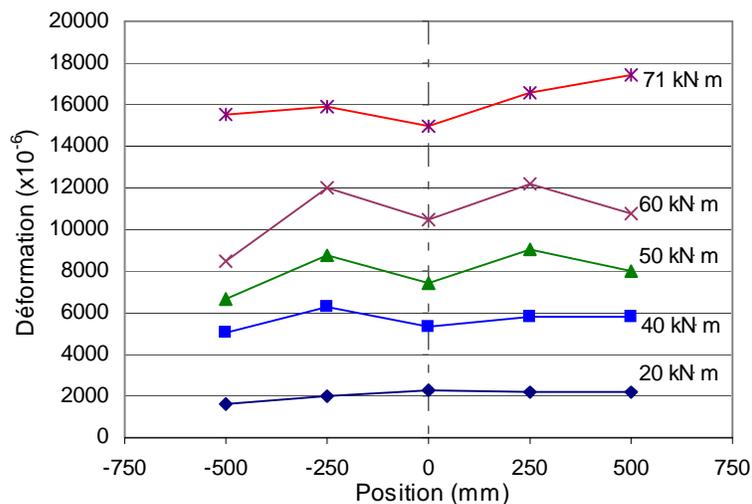


Figure 7.18 : Déformation du composite – MB1O

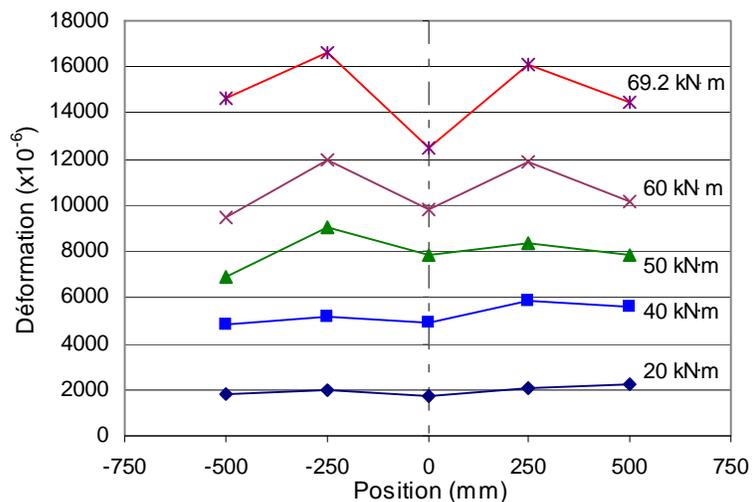


Figure 7.19 : Déformation du composite – MB2L

7.3 Résultats et observations sur le groupe MB

Le Tableau 7.2 présente le sommaire des résultats des essais du groupe MB.

Tableau 7.3: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe MB

Spécimen	Préparation de surface	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
MB1O	Jet de sable	$M_u=71.1 \text{ kN.m}$ $\epsilon_{\max}=17404 \mu\epsilon$	Fissures critiques aux extrémités de la zone réparée. Décollement du composite à l'interface béton-colle à l'endroit de la fissure critique.
MB2L	Jet de sable et stries longitudinales	$M_u=69.4 \text{ kN.m}$ $\epsilon_{\max}=16675 \mu\epsilon$	Fissures critiques aux extrémités de la zone réparée. Décollement du composite avec arrachement du béton jusqu'au niveau du treillis de réparation à l'endroit de la fissure critique.

7.3.1 Mécanisme de rupture

Les spécimens du groupe MB représentent des poutres endommagées et réparées. Le type d'endommagement et la technique de réparation ont été décrits au chapitre précédent.

La Figure 7.11 et la Figure 7.12 montrent que les fissures critiques se sont développées pour les deux poutres aux extrémités de la zone réparée. C'est à cet endroit d'où origine le décollement du composite. Il est important de remarquer qu'à la phase initiale de chargement, l'ouverture et la répartition des fissures étaient uniformes le long de la zone de flexion pure. Les fissures aux joints froids ont commencé surpasser les autres lorsque le glissement des barres de réparation par rapport aux torons coupés s'est initié.

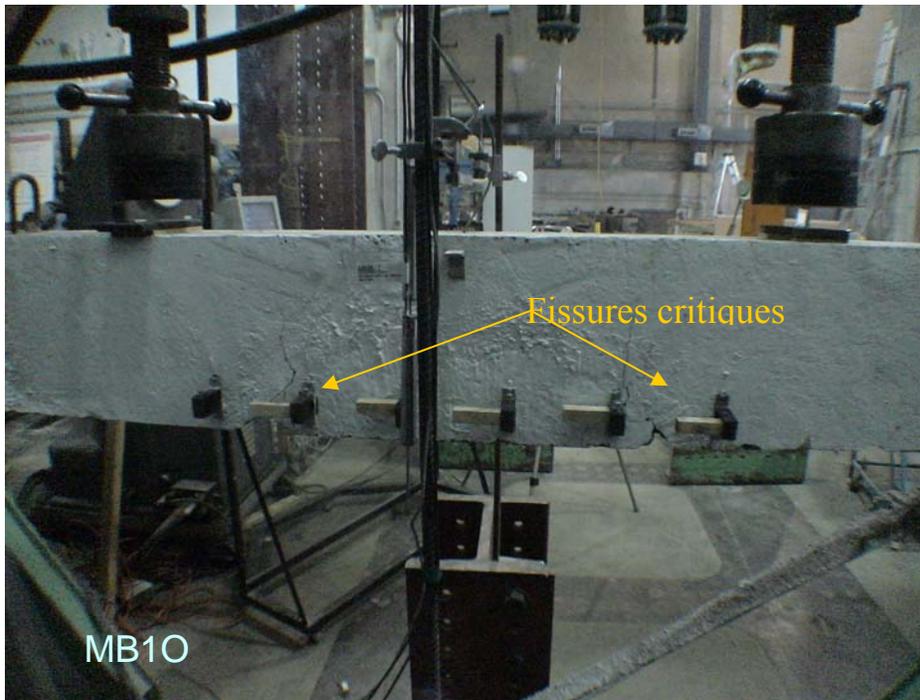


Figure 7.20 : MB10 – Fissures critiques

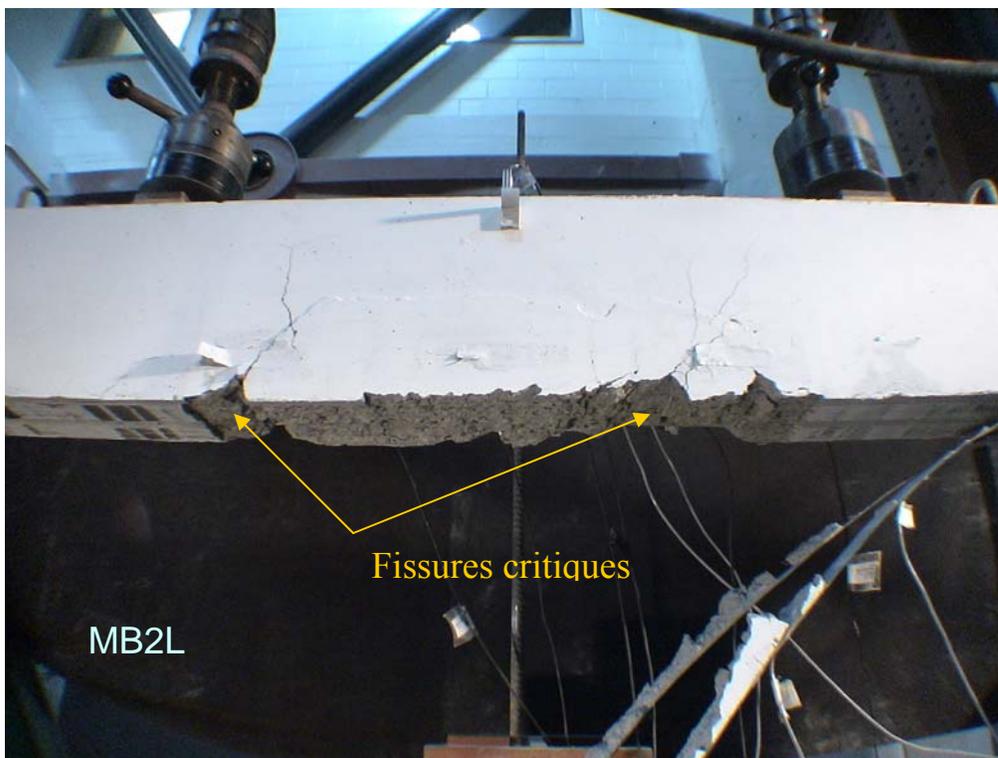


Figure 7.21 : MB2L – Fissures critiques

Le glissement est identifié sur les graphiques des Figure 7.13 et Figure 7.14 par la divergence entre les deux courbes de déformations mesurées pendant les essais. On voit que la déformation maximale mesurée sur la barre de réparation s'élève à 1663×10^{-6} pour le spécimen MB1O alors que pour le spécimen MB2L, elle atteint 1904×10^{-6} . Dans les deux cas le niveau de plastification n'était pas atteint. Par conséquent, il s'agit de glissement où la contribution de barre à l'intégrité structurale s'affaiblit graduellement.

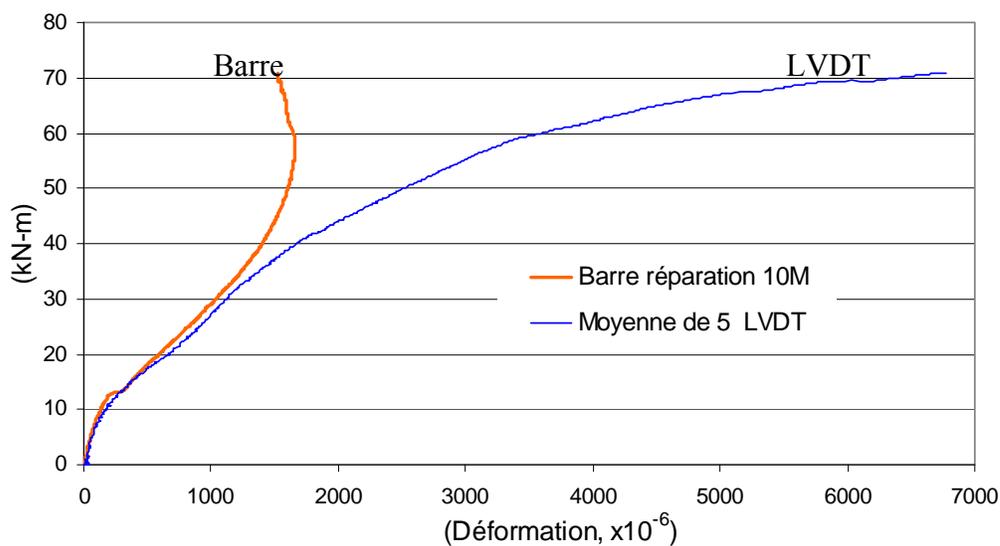


Figure 7.22 : MB1O - Déformations mesurées au niveau des torons coupés

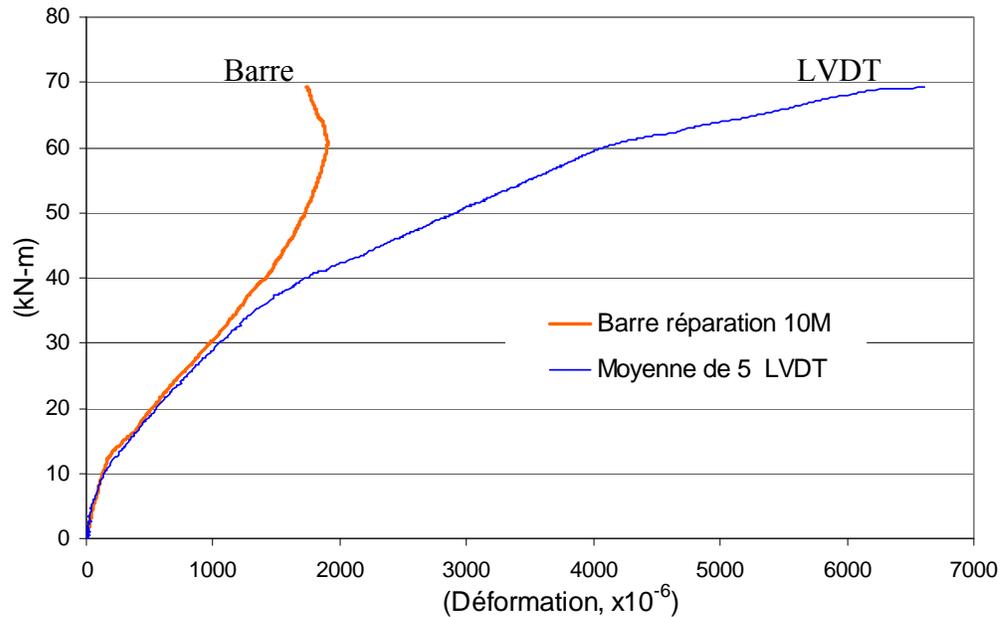


Figure 7.23 : MB2L - Déformations mesurées au niveau des torons coupés

Malgré le phénomène de glissement, le but d'installer une barre pour la connexion des torons coupés a été bien réussi. L'objectif visé n'était pas de reprendre les efforts en traction, mais plutôt d'assurer la continuité flexionnelle de la zone réparée par rapport au reste de la poutre.

La Figure 7.15 montre les lamelles du composite après la rupture. Le phénomène de délamination a été observé pour les deux lamelles tel qu'indiqué sur la figure. Celle-ci fait ressortir la localisation du pic de contraintes dans le composite qui correspond à l'origine de la fissure critique. La délamination des lamelles indique l'efficacité de la technique de renforcement employée dans cette approche. En se basant sur cette observation, il sera approprié de conclure que la capacité élastique du composite a été exploitée au complet et que la rupture prématurée n'a pas eu lieu.



Figure 7.24 : Lamelles du composite après rupture

7.3.2 Mesures expérimentales

La Figure 7.16 présente des mesures de la flèche au centre des spécimens. Un comportement global non linéaire est observé pour les deux poutres. La capacité flexionnelle pour la zone centrale est présentée à la Figure 7.17. Du point de vue du comportement, quatre zones linéaires sont clairement identifiées sur les graphiques. En faisant un parallèle avec les graphiques de la Figure 7.13 et de la Figure 7.14, on note que le commencement du glissement des barres de réparation détermine le sommet de la deuxième pente linéaire. Alors que le troisième changement en rigidité correspond au moment où la contribution frictionnelle des torons se tend vers zéro. Les deux poutres se comportent de façon identique à toutes les étapes de chargement. Par contre, un léger gain en résistance de 2.5 % a été enregistré pour la poutre MB10 en comparaison à la poutre MB2L.

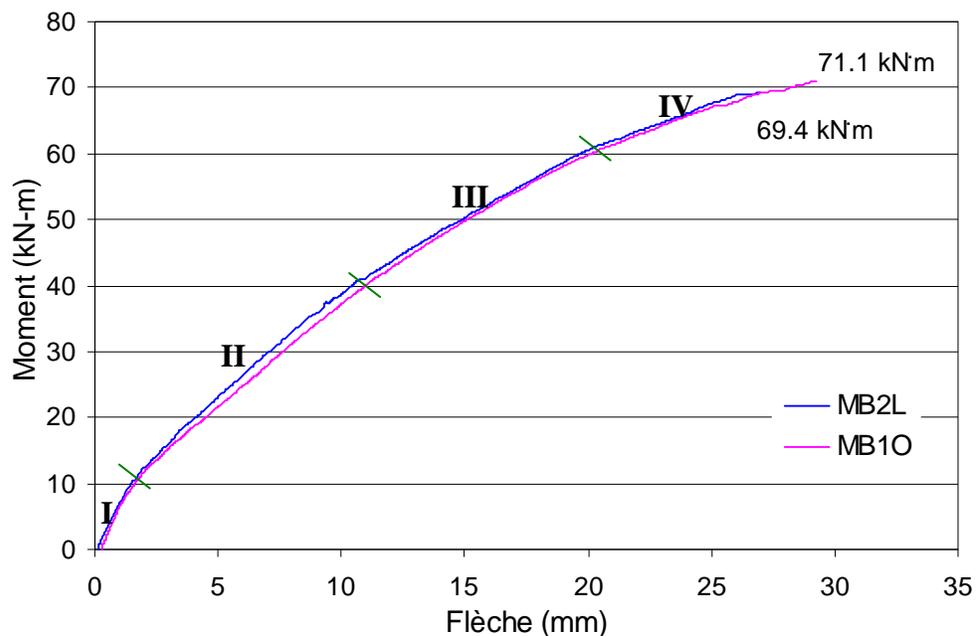


Figure 7.25 : Flèche au centre – comparaison MB10 et MB2L

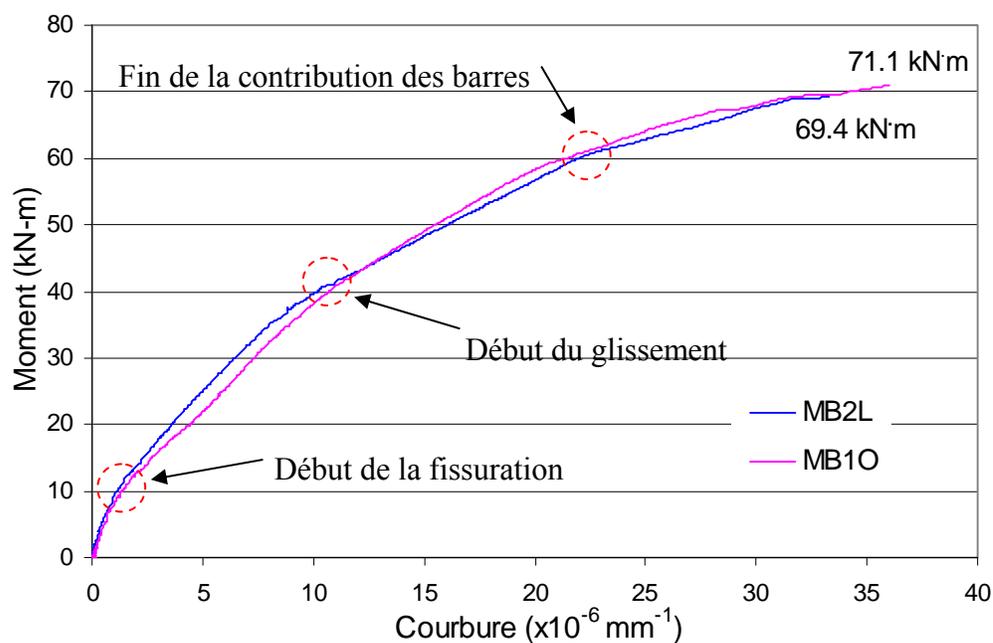


Figure 7.26 : Courbure sur 750 mm au centre – comparaison MB10 et MB2L

Les différents niveaux de déformation du composite dans la zone de flexion pure montrés à la Figure 7.18 et la Figure 7.19 s'expliquent à partir du phénomène de fissuration. Ces graphiques ne présentent qu'une évolution des déformations locales au droit des jauges.

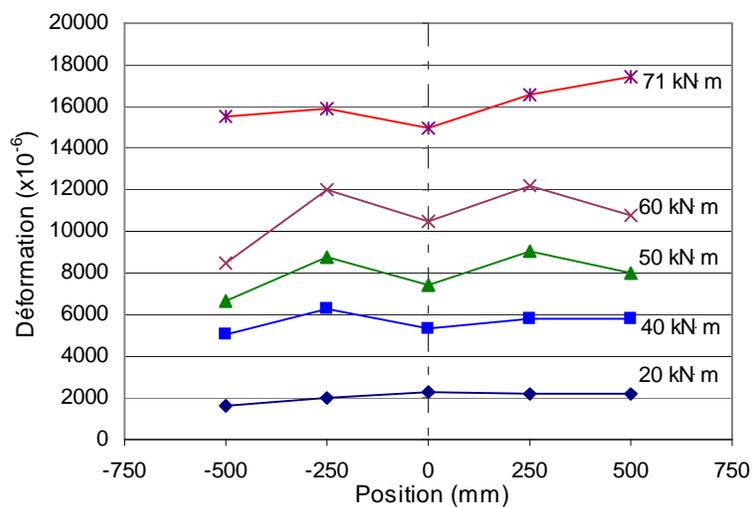


Figure 7.27 : Déformation du composite – MB10

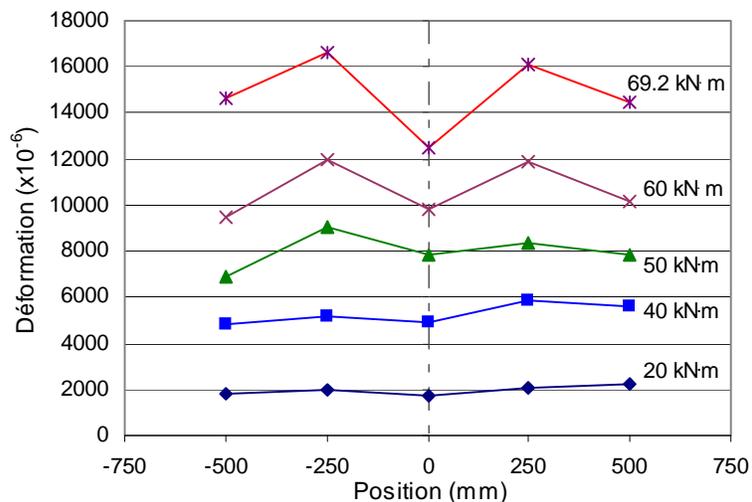


Figure 7.28 : Déformation du composite – MB2L

7.4 Résultats et observations sur le groupe MC

Le Tableau 7.4 présente le sommaire des résultats des essais du groupe MC.

Tableau 7.4: Tableau comparatif du mécanisme de rupture – Groupe MA

Spécimen	Préparation de surface	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
MC1O	Jet de sable	$M_u=50.1 \text{ kN.m}$ $\epsilon_{\max}=5089 \mu\epsilon$	Fissures critiques au niveau des torons coupés. Décollement du composite à l'interface béton-colle à l'endroit de la fissure critique.
MC2L	Jet de sable et stries longitudinales	$M_u=66.9 \text{ kN.m}$ $\epsilon_{\max}=11492 \mu\epsilon$	Fissures critiques au niveau des torons coupés. Décollement du composite avec arrachement du béton jusqu'au niveau des torons à l'endroit de la fissure critique.

7.4.1 Mécanisme de rupture

Les spécimens du groupe MC étaient endommagés et étaient réparés seulement avec du coulis. Cette série d'essais vise à mettre en évidence la contribution du collage avec des stries et l'efficacité de la réparation. Les deux poutres MC1O et MC2L sont la version ordinaire de la réparation améliorée par deux surfaces latérales d'endommagement préparées à 45 degré avec les torons coupés qui pénètrent dans la zone endommagée. Cette technique a été décrite dans la section 5.4.

Les fissures plus ouvertes étaient localisées au droit de la discontinuité des torons coupés pour la poutre MC1O ainsi que pour la poutre MC2L. Le mécanisme de fissuration est présenté à la Figure 7.29 et la Figure 7.30. Le décollement du composite pour la poutre MC1O est survenu à l'interface béton-colle contrôlé par la résistance de surface de béton. Pour la poutre MC2L les blocs du béton ont été arrachés jusqu'au niveau des torons lors de la rupture.



Figure 7.29 : MC10 – Mécanisme de fissuration

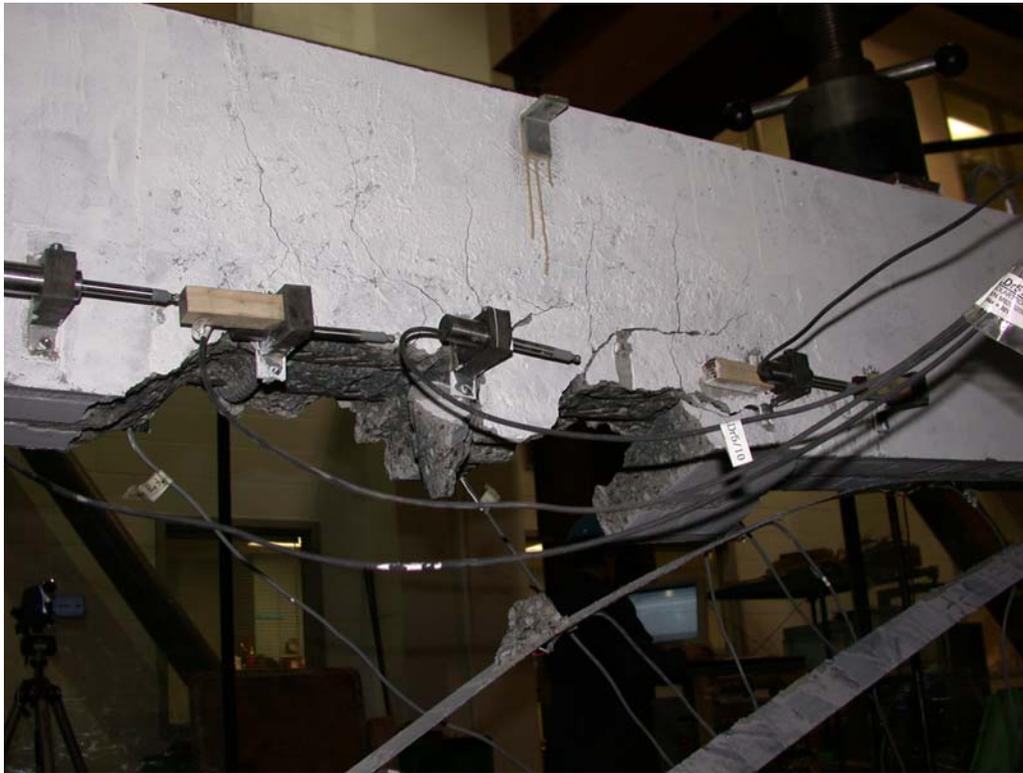


Figure 7.30 : MC2L – Mécanisme de fissuration

La Figure 7.31 montre une lamelle éclatée suite à l'essai de la poutre MC2L. La ligne de rupture coïncide avec l'ouverture de joint de la zone réparée. Il importe de noter que la rupture du spécimen était contrôlée par la résistance du composite.

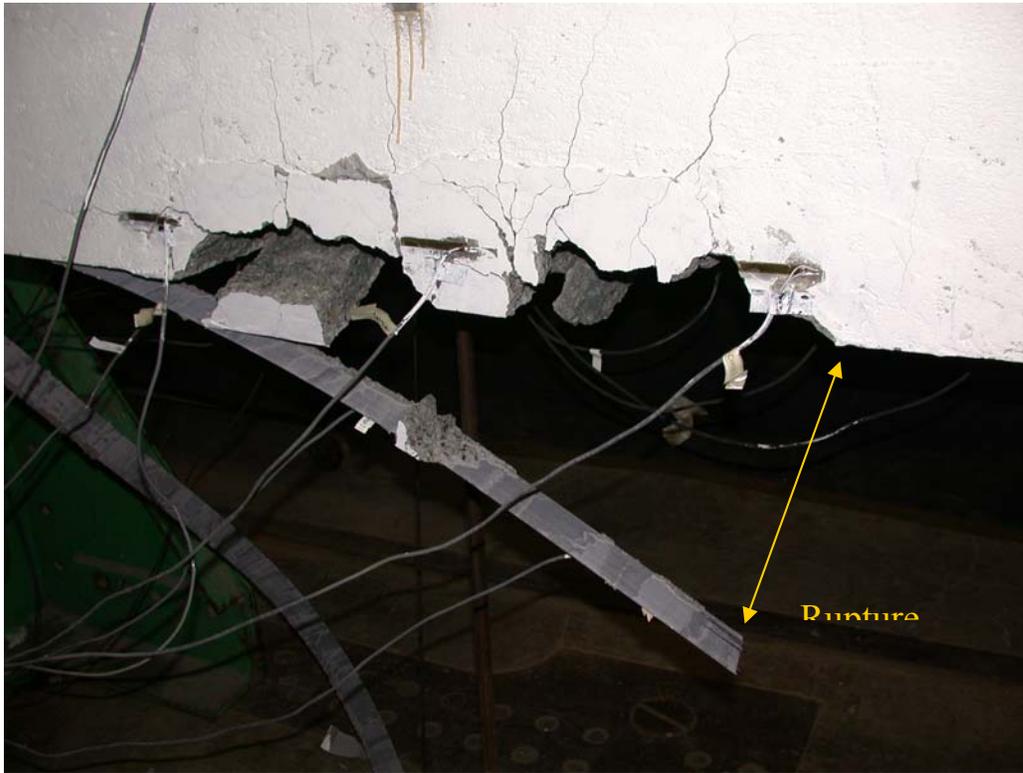


Figure 7.31 : Lamelle éclatée – MC2L

La séquence de rupture du spécimen MC10 est présentée à la Figure 7.32. Il est possible de remarquer le point de l'initiation de la rupture sur l'image captée par la camera vidéo.

La Figure 7.33 présente la séquence de rupture de la poutre MC2L. Les blocs de béton sont arrachés au moment où le composite éclate.

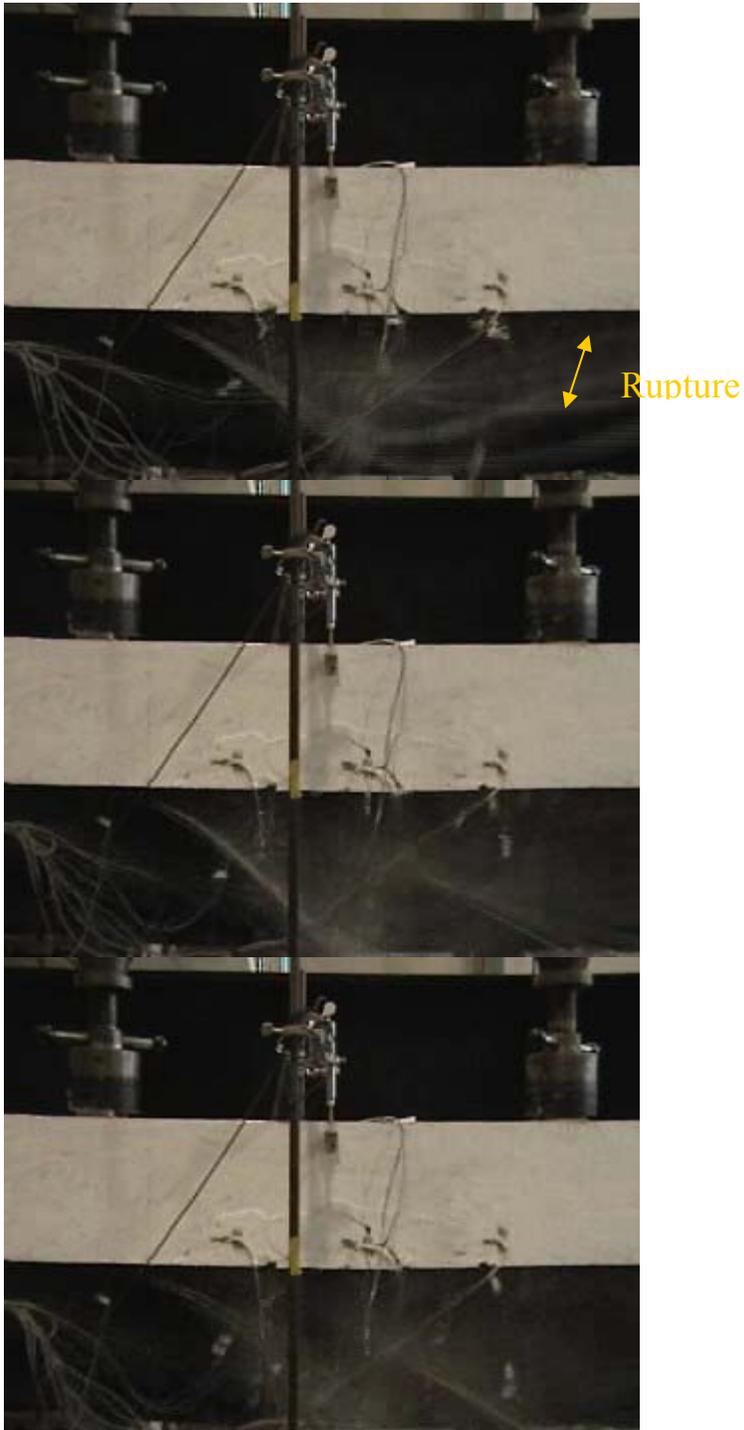


Figure 7.32 : Séquence de rupture – MC10

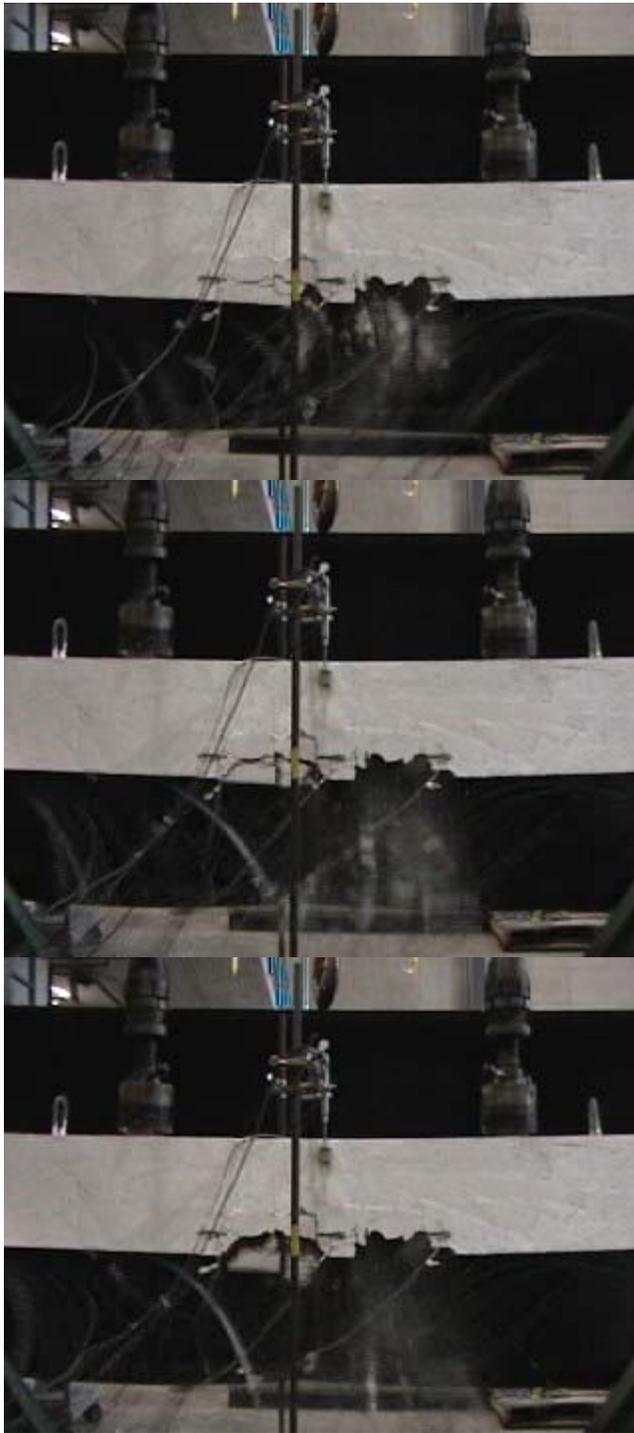


Figure 7.33 : Séquence de rupture – MC2L

7.4.2 Mesures expérimentales

La Figure 7.34 présente le comportement global de l'évolution de la flèche au centre. On voit que la rigidité est similaire pour les deux poutres. Une divergence des courbes entre 0 et 10 kN est due au tassement des appuis lors de la phase initiale de chargement. Un comportement identique en courbure dans la zone de flexion pure au début du chargement est présenté à la Figure 7.35 pour les deux spécimens. La perte progressive de rigidité pour la poutre MC1O commence à partir de 30 kN-m, alors que le comportement linéaire pour la MC2L dépasse 50 kN-m. Un gain important en résistance de 33.5 % a été observé pour la poutre MC2L par rapport à la poutre MC1O.

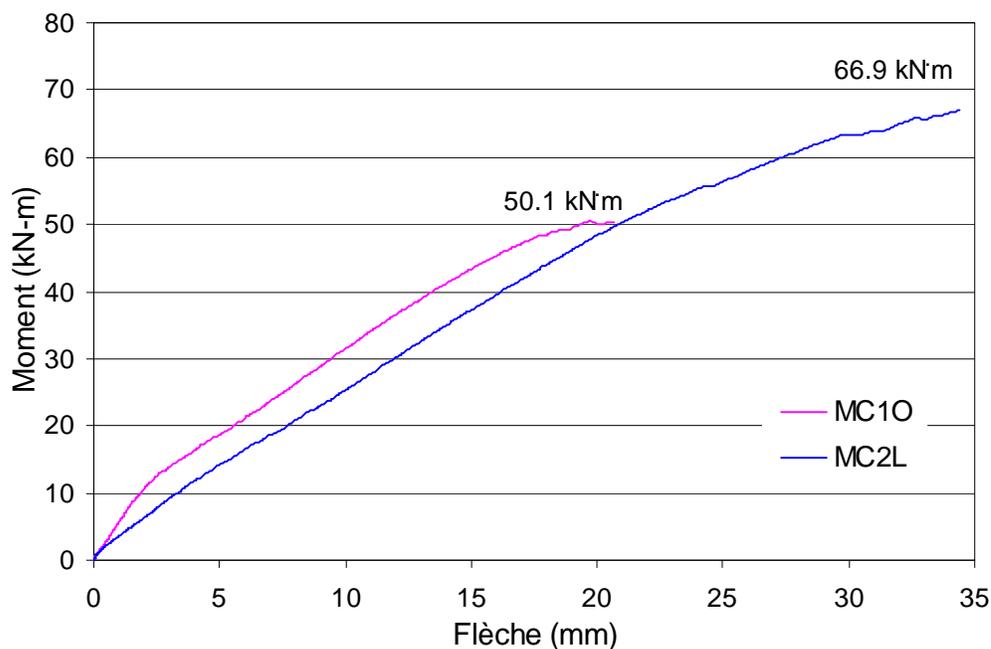


Figure 7.34 : Flèche au centre – comparaison MC1O et MC2L

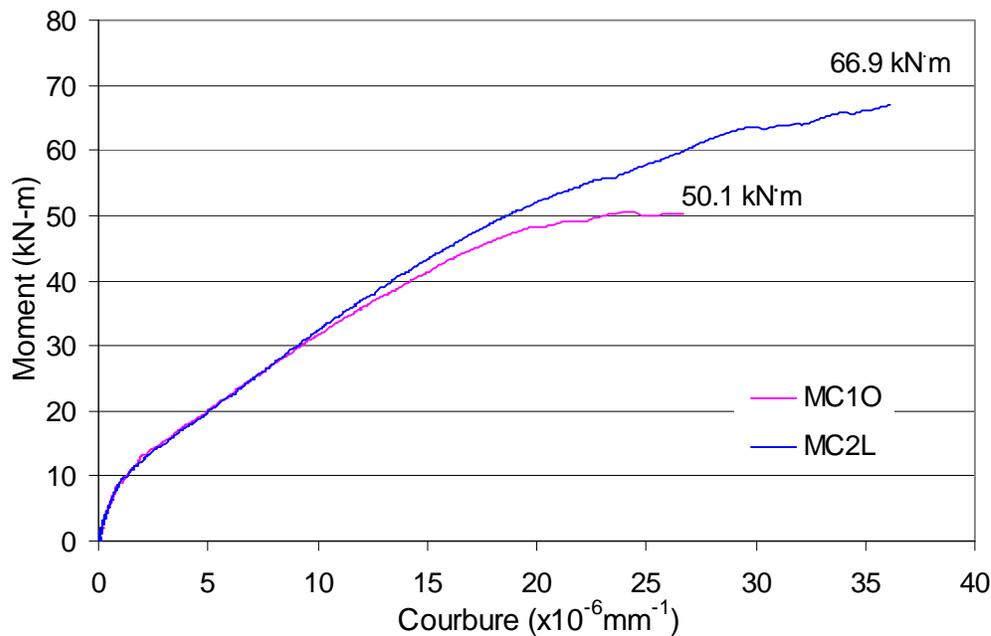


Figure 7.35 : Courbure sur 750 mm au centre – comparaison MC10 et MC2L

L'évolution des déformations sur une des deux lamelles est présentée à la Figure 7.36 et la Figure 7.37 pour chacun des spécimens. Une augmentation abrupte des déformations de 4000×10^{-6} à 11500×10^{-6} sur la zone centrale à la charge de rupture témoigne une dégradation progressive de la région réparée. Par contre, les valeurs correspondant à la déformation ultime n'ont pas été enregistrées puisque la position de jauges ne coïncidait pas avec le point d'éclatement du composite. Une comparaison des résultats des courbures mesurées sur la zone 750 mm, présentée à la Figure 7.38, indique que la déformation maximale subie par le composite du spécimen MC2L est légèrement plus élevée par rapport à celle du spécimen MB2L. Cette constatation est validée par pente similaire des deux graphiques qu'indique la même rigidité des poutres en question.

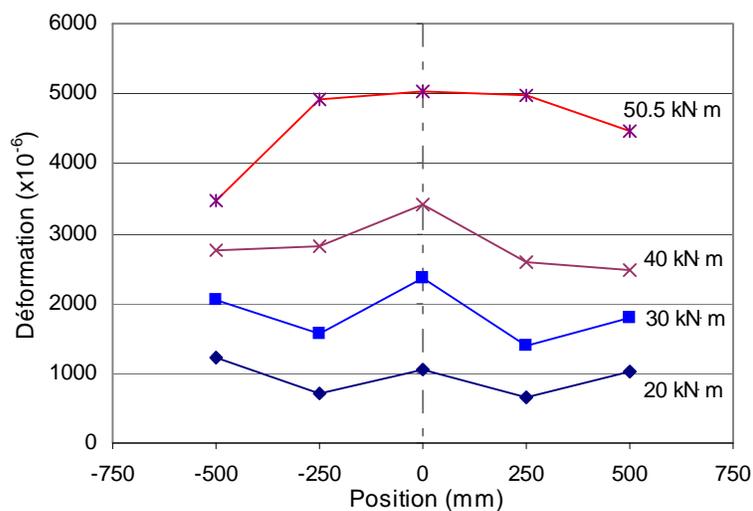


Figure 7.36 : Déformation du composite – MC10

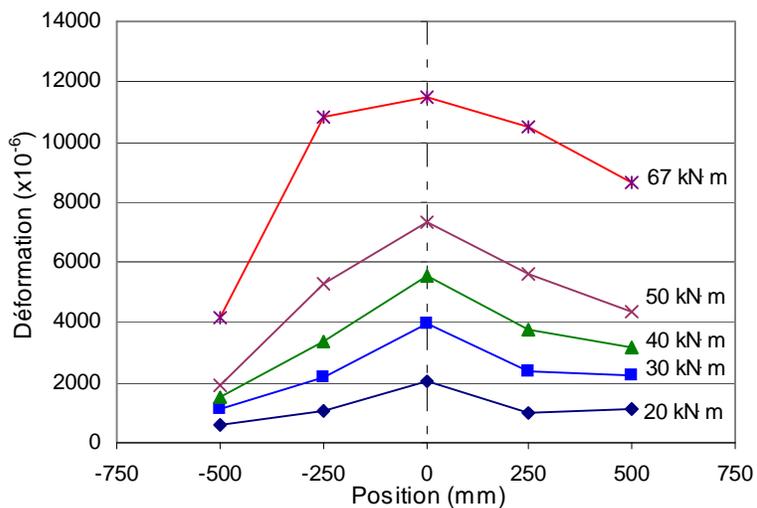


Figure 7.37 : Déformation du composite – MC2L

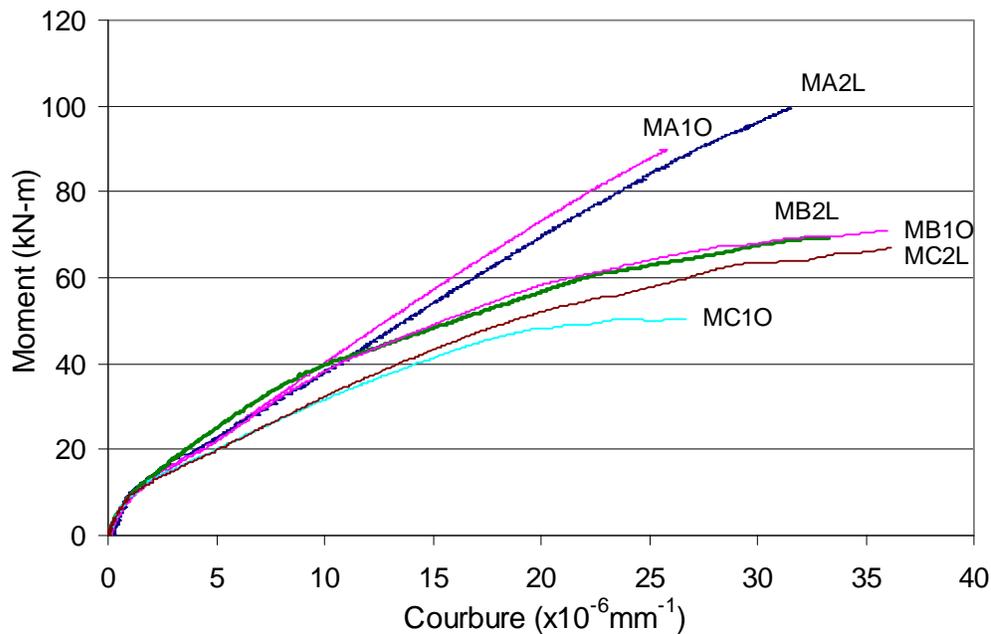


Figure 7.38 : Sommaire des courbures sur 750 mm au centre – MA, MB et MC

7.5 Conclusion sur les essais de la phase Flexion 2

La deuxième phase des essais en flexion a validé les hypothèses décrites au chapitre 5 sur le comportement des poutres endommagées. À partir de cette phase, la mise au point d'une technique de collage du composite sans avoir une rupture prématurée s'avère confirmée.

La technique de renforcement d'une région à réparer évaluée avec les poutres de série MB montre une efficacité du collage pour les deux spécimens et permet d'exploiter la pleine capacité du matériau composite. Le renforcement par des stries n'ajoute pas de capacité additionnelle aux essais du groupe MB.

Par contre, le collage renforcé par des stries longitudinales augmente la résistance de l'interface de collage dans la série MA en changeant le mode de rupture.

Pour les spécimens de série MC, la contribution par des stries est déterminante. En analysant les graphiques à la Figure 7.38, on distingue trois types de comportements, où la poutre MC2L, renforcée par des stries, a atteint la même capacité que le groupe MB. La poutre

MC10 avec collage ordinaire présente la capacité la plus faible contrôlée par une rupture prématurée.

Comme l'application d'une technique de chevauchement de torons endommagés n'est pas toujours faisable à cause de l'espace réduit lors de l'installation de barres, une alternative comme le collage renforcé par des stries s'avère une solution intéressante aux problèmes de réhabilitation de structures à l'aide de matériau composite.

CHAPITRE 8 PHASE EXPÉRIMENTALE FLEXION 3

8.1 Introduction

Ce chapitre présente la description des poutres de la troisième phase des essais en flexion. Les trois poutres avec des différents types de réparation pour la zone endommagée, les différentes techniques de collage des lamelles du composite, les caractéristiques des matériaux et l'instrumentation sont ensuite exposés.

8.2 Objectif de l'étude expérimentale

La troisième phase des essais en flexion vise à valider les différentes techniques du collage du composite ainsi que les différents types de renforcement de la zone endommagée. Les trois poutres en béton précontraint possèdent un défaut introduit lors de leur fabrication afin de simuler une poutre endommagée. L'efficacité des trois méthodes de renforcement de poutre précontrainte endommagée à l'aide de matériaux composites doit être vérifié dans cette phase expérimentale afin de proposer une technique de réparation efficiente.

8.3 Description des poutres

Pour les trois poutres de la présente phase, c'est le béton précontraint qui marque la différence avec la deuxième phase des essais en flexion où les poutres n'étaient renforcées que par l'armature passive. Chaque des trois poutres a été précontrainte à l'aide de 20 torons T13 installés sur 5 lits, dont 4 lits dans la partie inférieure et 1 lit dans la partie supérieure. Le programme expérimental compte trois poutres ayant une section rectangulaire de 750 x 250 mm et une longueur de 5.5 m. Cette configuration a été déjà utilisée dans la phase finale du projet de maîtrise de Folcher (2002) et permet de tirer des conclusions comparatives avec le présent projet. Toutes les poutres de cette phase expérimentale sont renforcées par des lamelles de matériau composite.

La Figure 8.1 indique la position et le type de renforcement actif sur la section transversale des poutres ainsi que le renforcement en cisaillement par les étriers 10M et le renforcement local dans la zone d'appui.

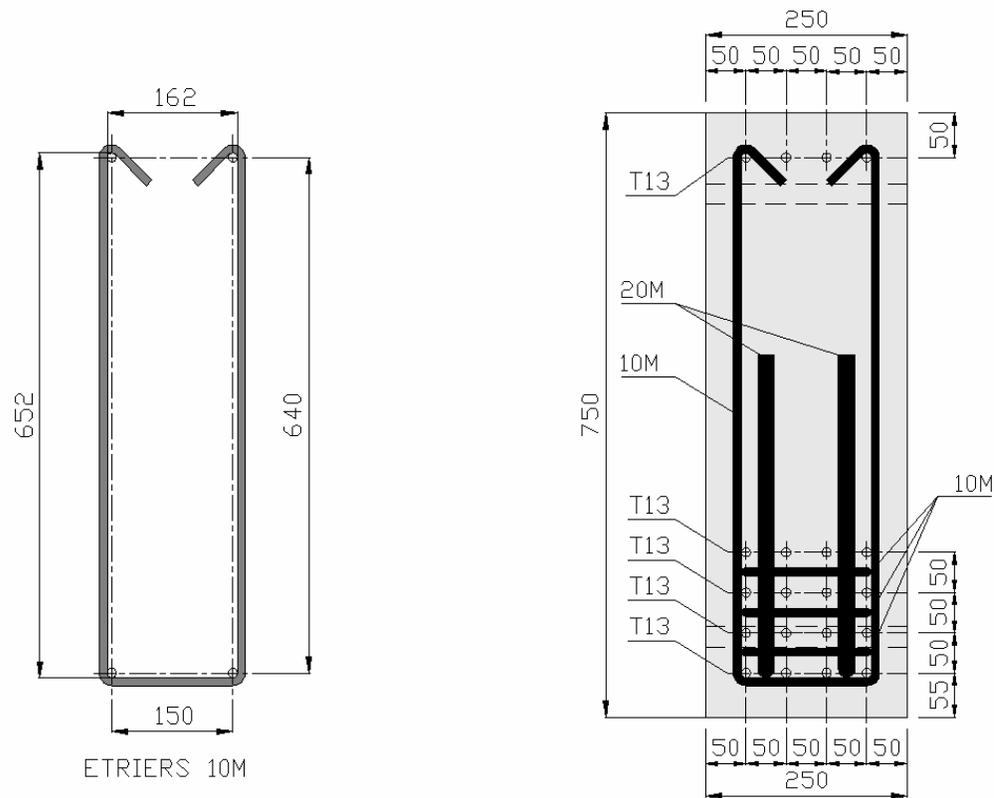


Figure 8.1 : Section de poutre

La Figure 8.2 indique les espacements et les positions des armatures transversales. La Figure 8.3 illustre les détails du ferrailage des poutres avec le système de mise en tension.

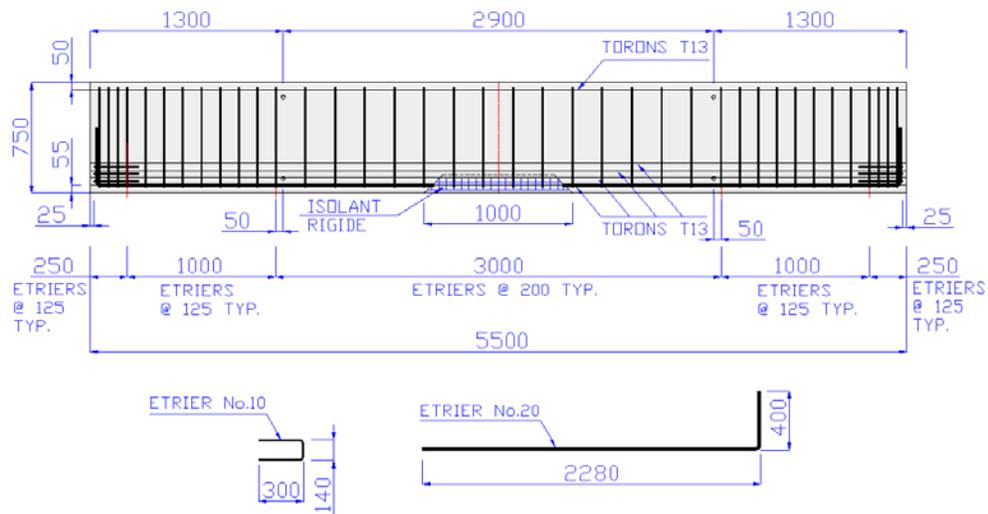


Figure 8.2 : Distribution d'armature transversale et longitudinale



Figure 8.3 : Détails de ferrailage

8.4 Identification des spécimens

Les spécimens ont été classés en 3 groupes en fonction du niveau de renforcement de la zone réparée ainsi que des différentes techniques de préparation de la surface pour le collage du composite. Les caractéristiques spécifiques à chaque spécimen sont présentées au Tableau 8.1.

Tableau 8.1 : Identification des spécimens

Poutre	Description de poutres	O	B	L
L1O	<ul style="list-style-type: none"> • Avec endommagement • Coulée de réparation 	X		
L2B	<ul style="list-style-type: none"> • Avec endommagement • Connexion des torons coupés par des barres d'armature No 10 • Treillis 50 x 50 de 9 mm² • Coulée de réparation 		X	
L3L	<ul style="list-style-type: none"> • Avec endommagement • Coulée de réparation • Stries longitudinales 			X

O: Collage ordinaire sans préparation spéciale de surface;

B: Barres de connexion des torons coupés;

L: Surface du béton avec des stries longitudinales;

8.5 Béton

La fabrication des trois poutres a été réalisée par la compagnie Béton Du Lac (BDL) à l'usine de St-Eugène au Québec. Le bétonnage a été réalisé en deux séries, la poutre L1O - la première journée et les poutres L2B et L3L – la journée suivante. Le Tableau 8.2 présente les caractéristiques du béton spécifiées, alors que le Tableau 8.3 et le Tableau 8.4 regroupent les résultats des essais sur les propriétés du béton réalisés au Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique et par Béton Du Lac. Suite aux coulées, toutes les poutres ont été soumises à une cure humide de sept jours.

Tableau 8.2: Caractéristiques demandées au fabricant du béton

Type du béton	Lafarge HE (30)
Granulat (mm)	5/14
Air (%)	5-7%
Affaissement (mm)	200
f_c (MPa)	50

Tableau 8.3: Propriétés du béton L1O

Âge du béton	7 jours	28 jours	151 jours (essai)
Nombre d'échantillons	3	3	3
f_c (MPa)	55.6	57.3	62.3
E (MPa)	-	-	31500
ν	-	-	0.21

Tableau 8.4: Propriétés du béton L2B et L3L

Âge du béton	7 jours	28 jours	150 jours (essai)
Nombre d'échantillons	3	3	3
f_c (MPa)	46.5	54.8	62.7
E (MPa)	-	-	33950
ν	-	-	0.22

8.6 Précontrainte

La précontrainte a été appliquée lors de l'essai pour représenter les états de contrainte d'une poutre réelle. Le pont Saint-Victor à Saint-Éphrem sur la route 271 a été adopté comme objet d'étude lors du choix et conception des spécimens dans le projet de Folcher (2002) et pour validation du logiciel A.I.S. par Bédard et Massicotte (2001). Le tablier à portée simple de 31.8 m est formé de quatre poutres AASHTO de type V. Lors du programme expérimental, le type de torons, leur position relative et l'état de contrainte à la fibre inférieure du béton devaient être simulés. Les caractéristiques nominales des torons employés sont présentées au Tableau 8.5. Le niveau de contrainte à obtenir dans le béton de 8.5 MPa a été déterminé en fonction de l'information fournie par le MTQ. Compte tenu des pertes de précontrainte, une force initiale de 60 kN a été appliquée pour tendre les torons, soit une contrainte de 608 MPa. Celle-ci est loin de la contrainte au transfert usuelle correspondant à $0.75f_{pu} = 1395$ MPa.

Tableau 8.5: Caractéristiques nominales des torons

Désignation (mm)	Aire de la section (mm ²)	Quantité de fils	f _{py} (MPa)	f _{pu} (MPa)
Toron - T13	98.7	7	1674	1860

8.7 Instrumentation des spécimens

Plusieurs mesures de flèche et de déformation lues en continu étaient nécessaires pour valider le comportement prévu et le degré de résistance de chaque spécimen.

- La flèche au centre de spécimens a été mesurée à l'aide de deux capteurs de déplacement (LVDT), un capteur de chaque côté du spécimen. La Figure 8.4 illustre ce type d'installation.

Type de LVDT : SDF25;

Course linéaire ± 25 mm;

Sensibilité : $\% < 0.01\%$

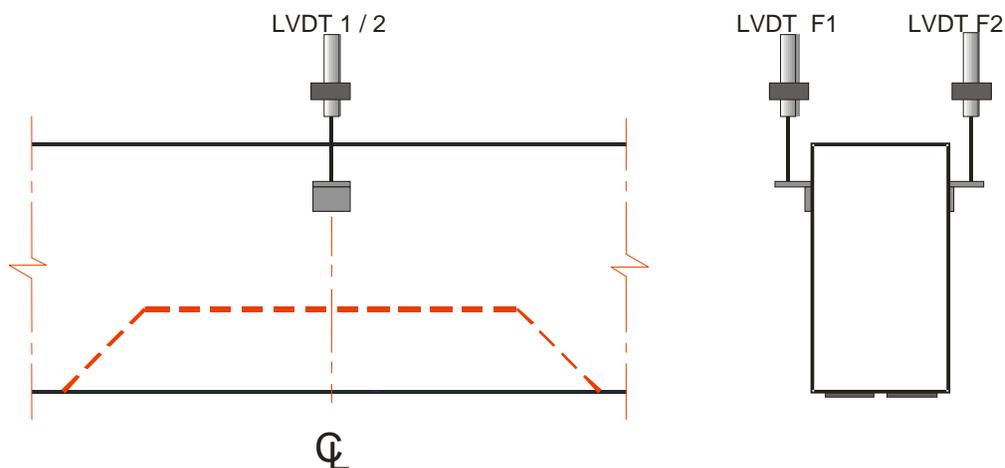


Figure 8.4 : LVDT pour mesurer la flèche

- L'ouverture des fissures dans la zone de moment constant d'une longueur de 1250 mm a été obtenue par une série de lectures provenant de cinq capteurs de déplacement (LVDT) espacés à 250 mm. Ces positions sont présentées sur la Figure 8.5.

Type de LVDT : DG/5.0;

Course linéaire ± 15 mm;

Sensibilité : $\% < 0.01\% / ^\circ\text{C}$

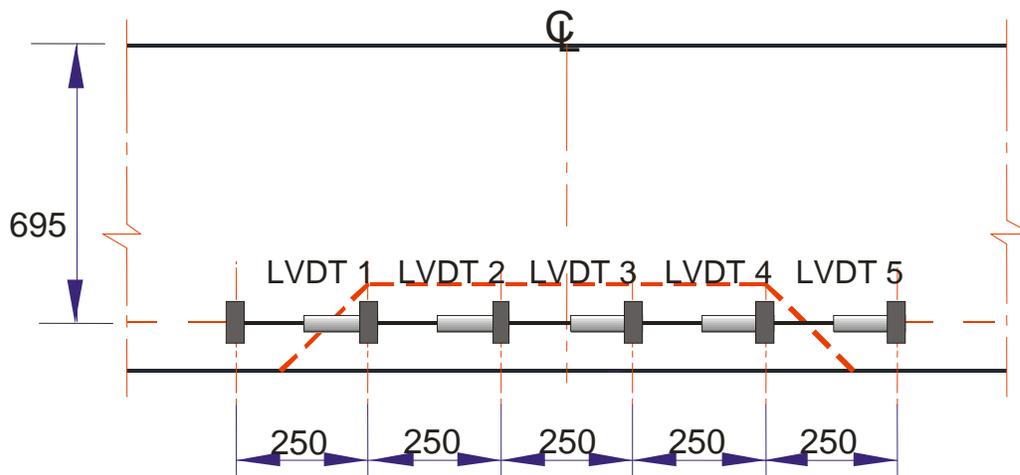


Figure 8.5 : Positions des LVDT pour l'ouverture de fissures

- Les déformations du béton en traction ont été mesurées par trois jauges qui ont été installées dans la zone de réparation au niveau du lit de torons situé à 695 mm de la surface supérieure. Une des trois jauges a été placée au centre du spécimen et les deux autres ont été collées au joint froid de chaque côté de la zone réparée. Ces positions sont présentées sur la Figure 8.6.

Type de jauge : N2A-06-20CBW-120;

Facteur de jauge : $2.100 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$.

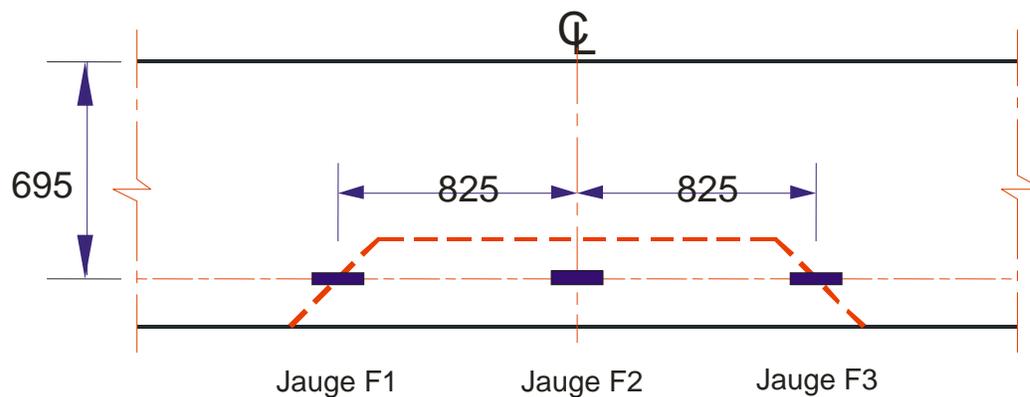


Figure 8.6: Positions des jauges pour béton en traction

- La déformation du béton en compression au centre des spécimens a été mesurée par une jauge collée sur la surface supérieure.

Type de jauge : N2A-06-20CBW-120

Facteur de jauge : $2.100 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

- Les déformations sur composite ont été mesurées par une série de cinq jauges installées sur une des deux lamelles du composite et espacées à 250 mm. La Figure 8.7 présente les positions des jauges sur le composite.

Type de jauge : CEA-06-250UW-120

Facteur de jauge : $2.095 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

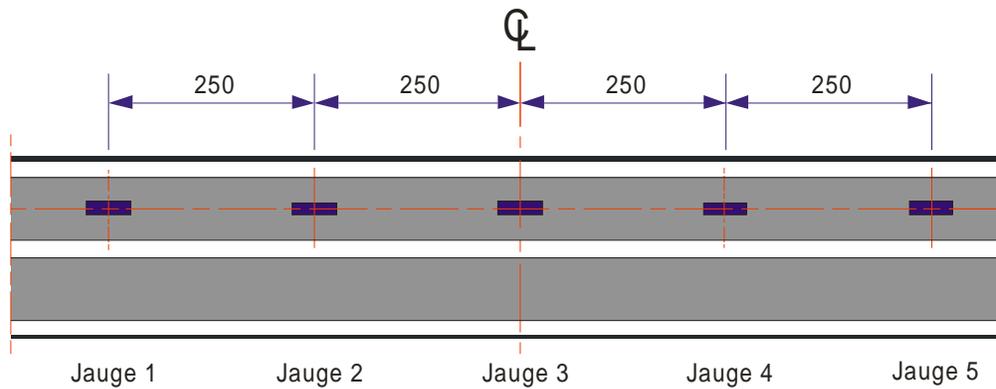


Figure 8.7: Positions des jauges sur composite

- Les déformations d'acier ont été mesurées sur deux barres d'acier installées à fin de chevaucher les torons coupés pour le spécimen L2B.

Type de jauge : CEA-06-125UN-120

Facteur de jauge : $2.085 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

- Trois barres d'armature 10M de 300 mm de longueur constituent le système de mesures internes installé lors de cette phase. Chaque barre a été instrumentée par une jauge collée au centre.

Type de jauge : CEA-06-125UN-120

Facteur de jauge : $2.085 \pm 0.5\%$;

Résistance en Ohm : $120.0 \pm 0.3\%$

Les barres sont situées à différents endroits afin de mesurer la déformation du béton. Deux barres, A et C ont été installées horizontalement sur l'axe longitudinal. La barre A a été placée à 50 mm par dessous du lit supérieur tandis que la barre B à 50 mm au-dessus du quatrième lit. La barre C a été positionnée sur l'axe vertical au centre du spécimen. La Figure 8.8 montre la position des barres instrumentées.



Figure 8.8: Trois barres instrumentées avec des jauges de déformation

8.8 Paramètres des essais

8.8.1 Endommagement des poutres

Les trois poutres, lors de cette phase d'essais, possèdent un endommagement artificiel, introduit lors de bétonnage. Un bloc d'isolant rigide placé au centre du spécimen au niveau du lit inférieur de torons a eu pour but de simuler le béton arraché lors de l'impact à cet endroit. Une fois la poutre sortie du coffrage, l'isolant a été retiré de la zone sans béton. La Figure 8.9 présente les détails de l'endommagement du béton à reproduire.

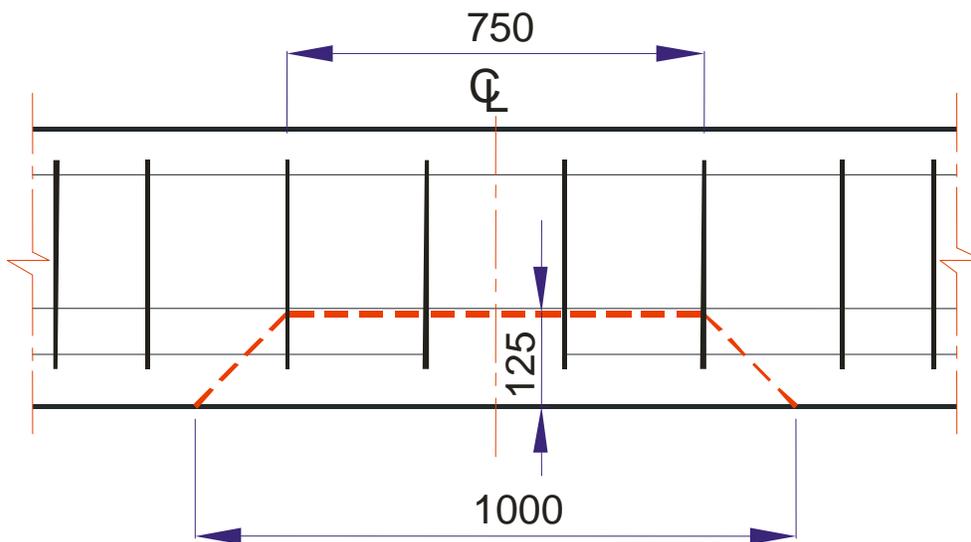


Figure 8.9 : Simulation de l'endommagement

Les quatre torons du premier lit ont été coupés au centre en reproduisant une discontinuité de 200 mm de longueur. Les deux surfaces latérales d'endommagement ont été faites à 45 degré pour éviter le phénomène de détachement du coin en béton au droit de la fissure. Cette

technique a été décrite à la section 5.4. La Figure 8.10 présente les torons avant et après l'endommagement.

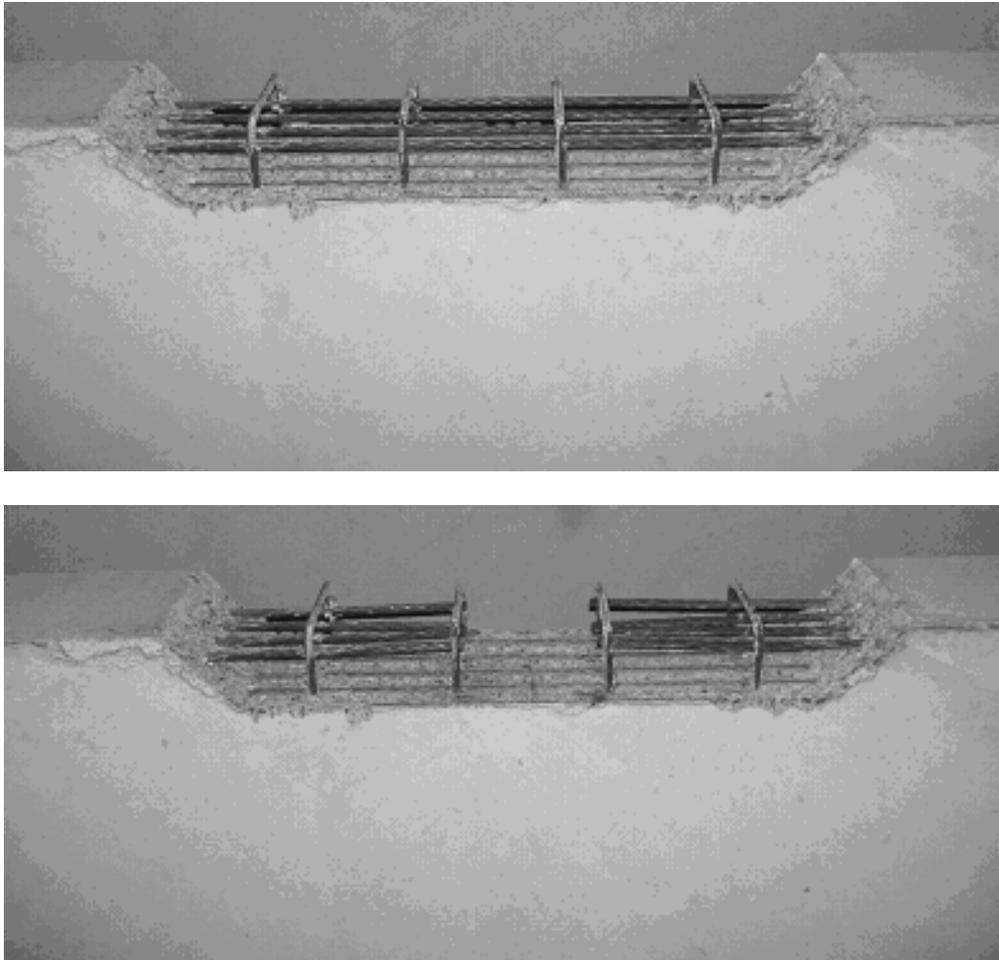


Figure 8.10 : Endommagement des torons

8.8.2 Type de renforcement de la zone réparée

La zone endommagée pour la poutre L2B a été renforcée avant que le béton de réparation soit placé. Chacun des quatre torons coupés a été chevauché par une barre d'armature 10M avec une longueur de superposition de 300 mm de part et d'autre. La longueur de chevauchement utilisée a été définie à partir de l'espace disponible. Celle-ci est supérieure à la longueur de développement recommandée par la norme A23.3 (CSA, 2004) où $L_d = 230$ mm pour une barre d'armature 10M et un béton de 50 MPa. Dans cette approche, la résistance de la connexion barre-toron est contrôlée par l'ancrage du toron compte tenu de la surface lisse. Un

treillis de 50 x 50 mm de 9 mm² a été ensuite installé pour confiner la zone réparée. Ce type de renforcement a pour but d'éviter la discontinuité en rigidité flexionnelle causée par des torons coupés. La Figure 8.11 présente la poutre L2B avec les détails du renforcement avant que le coulis de réparation soit mis en place.



Figure 8.11 : Renforcement de la zone réparée pour la poutre L2B

La zone endommagée des poutres L1O et L3L n'a été réparée que par de coulis du béton, sans renforcement supplémentaire. Ce type de réparation a été testé pendant les essais de Folcher (2002). Cependant, une série d'améliorations a été apportée à cette méthode lors du présent projet. Premièrement, un changement graduel de géométrie pour les surfaces latérales à 45 degré a été adopté. De plus, contrairement à Folcher, les torons n'ont pas été coupés au niveau des surfaces latérales afin qu'ils puissent pénétrer dans la zone du coulis de réparation pour y développer un ancrage par friction.

8.8.3 Type de coulis de réparation

Afin d'assurer l'efficacité de la réparation, une série d'exigences a été déterminée concernant les propriétés du béton de réparation.

- Un béton de réparation ayant un module d'élasticité moindre par rapport au béton des poutres a été formulé au laboratoire de structure afin de diminuer l'ouverture de fissure critique au joint froid de chaque côté de la zone réparée.
- L'adhérence de la surface du béton de la poutre a été améliorée à l'aide d'un marteau piqueur pour éviter des zones de faiblesse à l'interface des bétons.
- Un béton autoplaçant est requis pour éviter l'apparition de zone de faiblesse dans la région réparée et faciliter la mise en place du béton. Dans le cas contraire, l'application d'un système de vibration externe ou interne serait indispensable.
- L'application d'un adjuvant comme Eucon SRA a été retenue comme une solution efficace pour réduire le phénomène de retrait sur le béton de la zone réparée.
- La zone réparée a été soumise à un mûrissement humide de sept jours pour prévenir l'apparition des fissures due à l'effet du retrait endogène, suite à la mise en place du béton de réparation.

Le Tableau 8.6 présente la formulation du béton de réparation utilisé dans cette phase. Les caractéristiques de la gâchée sont énoncées au Tableau 8.7, alors que la résistance à 105 jours (essais) ainsi que le module d'élasticité sont révélés au Tableau 8.8.

Tableau 8.6: Dosage du coulis de réparation pour les poutres L1O, L2B et L3L

Composante	Identification composante	ρ (kg/l)	Masse de gâchée (kg)	Volume de gâchée (l)	Volume de recette (l/m ³)
Ciment	HSF (CSL)	3.03	50.95	16.82	140.26
Eau		1.00	21.74	21.74	181.32
Superplastifiant	Eucon 37	1.21	0.92	0.764	6.38
Agent viscosant	Eucon Vistrol	1.21	0.23	0.188	1.56
Autre adjuvant	Eucon SRA	0.95	1.02	1.073	8.95
Entraîneur d'air	Eucon air 405	1.00	0.00	0.00	0.00
Sable	Granitique	2.69	116.46	43.23	360.59
Pierre	2.5-10 Granit.	2.69	89.59	33.19	276.86
Air			0	3	25
Total			280.91	120.00	1000.92

Tableau 8.7: Caractéristiques de la gâchée

Spécimens	L1O/ L2B / L3L
Eau / Ciment	0.46
Sable / Granulat	1.3
Air (%)	2.8
Masse volumique (kg/m ³)	2343
Affaissement (mm)	220
Étalement (mm)	350

Tableau 8.8: Propriétés du coulis de réparation pour les poutres

Spécimens	L1O/ L2B / L3L
Âge du béton	105 jours (essai)
Nombre d'échantillons	3
f_c (MPa)	46.1
E (MPa)	30 900
ν	0.23

8.8.4 Type de préparation de surface du béton

Pour augmenter l'adhérence du béton pour le collage des composites, la surface inférieure de tous les spécimens a été soumise à une préparation par jet de sable. La Figure 8.12 montre ce type de préparation.

La poutre L3L a été préparée avec des stries longitudinales. Les stries sur la surface de béton ont été coupées à l'aide d'une scie circulaire avec un disque de diamant de 6 mm d'épaisseur. La surface avec des stries est présentée sur la Figure 8.13 , alors que les détails de la préparation sont indiqués sur la Figure 8.17.



Figure 8.12 : Préparation de surface avant de collage du composite - jet de sable



Figure 8.13 : Préparation de surface avant de collage du composite – stries longitudinales

8.8.5 Renforcement en flexion avec composite

Les trois poutres ont été renforcées en flexion avec des lamelles en fibres de carbone de type CarboDur S1012 (Sika Construction) de 100 mm de largeur et 1.2 mm d'épaisseur. Ces lamelles ont une section nominale de 120 mm². Deux lamelles de 4700 mm de longueur ont été installées sur la face inférieure de chaque spécimen.

Pour déterminer les propriétés du composite, deux lamelles ont été testées en traction. La Figure 8.14 montre l'essai sur lamelle avant et après la rupture. Chaque lamelle a été instrumentée avec une jauge de déformation (CEA-06-250UW-120) collée au centre. La presse universelle INSTRON de 2.5 MN a été employée pour cet essai. Celle-ci est équipée de mâchoires hydrauliques 1.5 MN de capacité en traction pour essai statique. Deux plaquettes de 150 mm de longueur ont été collées sur chaque extrémité de la lamelle pour la protéger contre l'écrasement par des mâchoires.

La Figure 8.15 permet d'observer un comportement quasi linéaire présentant cependant un léger phénomène de raidissement, tandis qu'un comportement linéaire est présenté sur la Figure 8.16 en fonction du déplacement de la presse. Cette différence peut être expliquée par une réponse locale influencée par le phénomène de Poisson lors de la mesure de jauge ou par l'alignement des lamelles dans la presse.

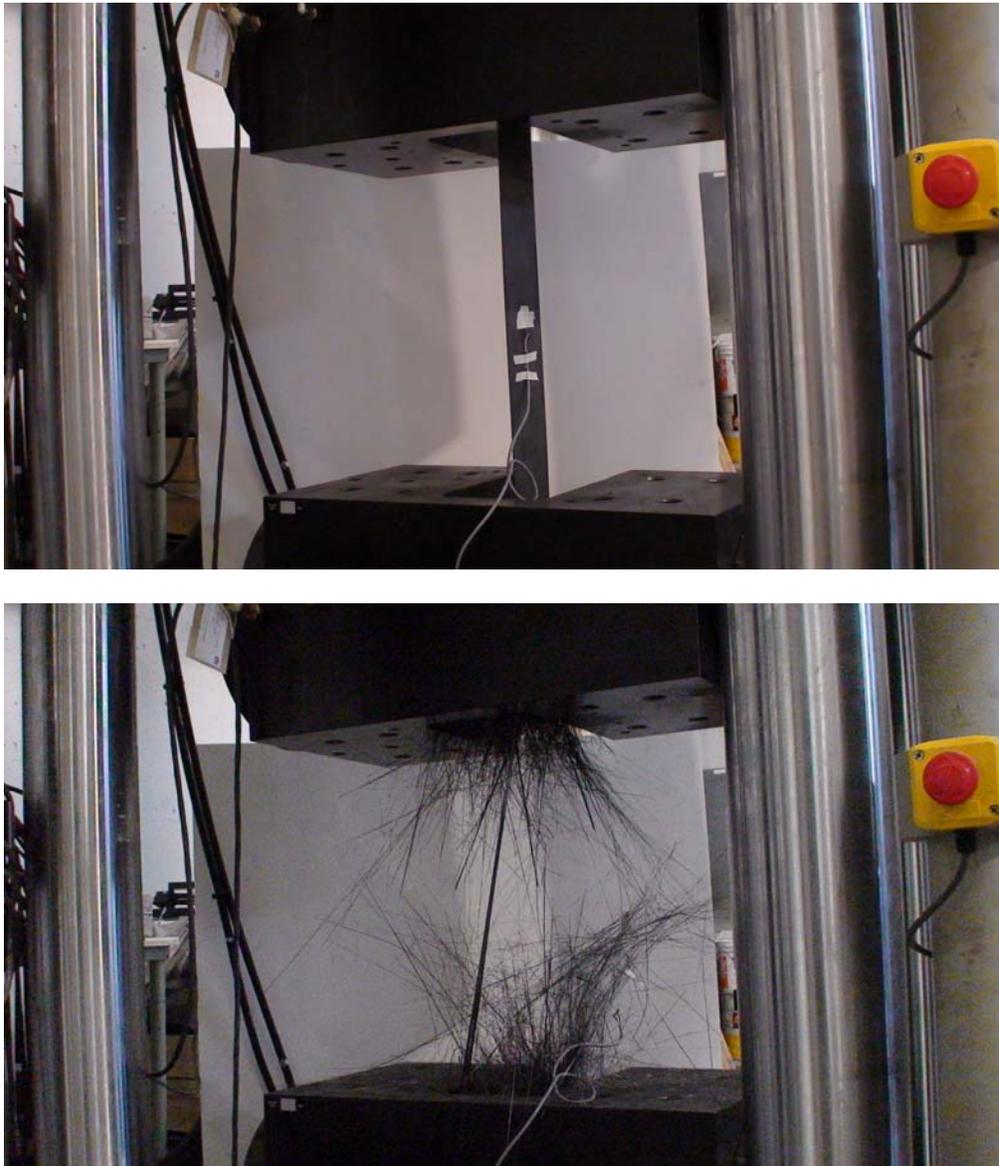


Figure 8.14 : Essai en traction sur lamelle avant et après la rupture

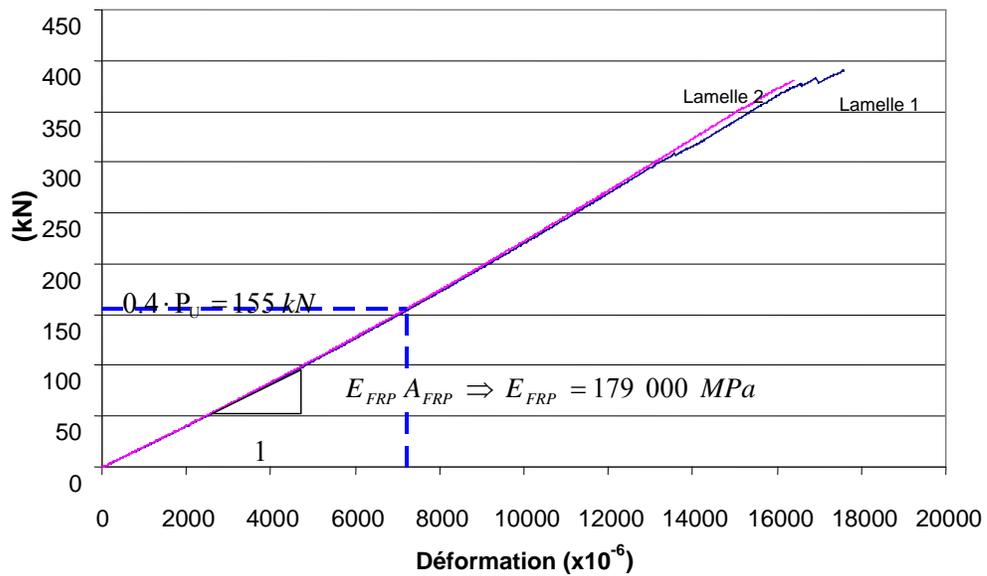


Figure 8.15 : Déformation au centre de lamelle

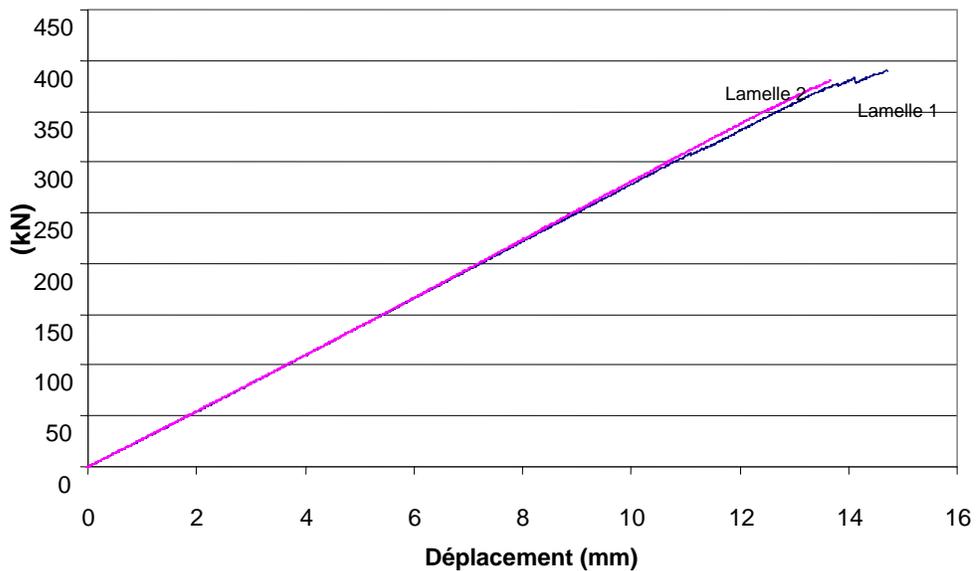


Figure 8.16 : Déplacement de la presse

Après d'avoir traité les résultats de cet essai les caractéristiques suivantes de matériau composite sont déterminées :

EFRP = 179 000 MPa (testé dans cette phase);

fFRP = 3 220 MPa (contrainte minimale à la rupture testée dans cette phase)

La colle époxyde structural en pâte Sikadur 30 (Sika Construction) a été employée pour fixer le composite sur la face inférieure du spécimen. Une couche de 2 à 3 mm constitue l'interface adhésive entre le béton et la lamelle. Les détails du collage du composite sont illustrés sur la Figure 8.17.

Les trois spécimens ont été soumis à une cure de sept jours pour assurer la résistance nominale du renforcement par le composite.

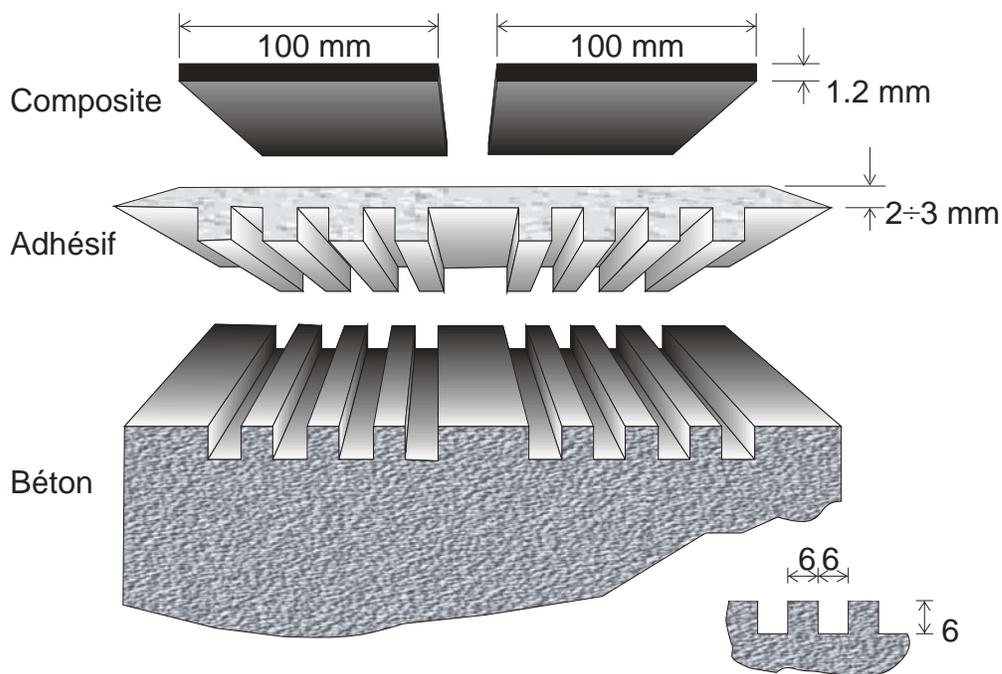


Figure 8.17 : Détails de collage avec des stries

CHAPITRE 9 RÉSULTATS – PHASE FLEXION 3

9.1 Généralités

Ce chapitre présente la description du montage expérimental ainsi que les résultats des mesures prises pendant les essais lors de la phase 3. Ensuite, ces résultats sont analysés et interprétés sur une base comparative.

Une série de trois essais a été réalisée dans cette phase expérimentale. Les poutres avaient une portée de 5 300 mm entre les appuis simples à rouleaux aux deux extrémités. Une poutre de transfert a été utilisée pour appliquer la charge en deux points espacés de 1 200 mm afin d’avoir une zone de moment constant dans la zone de réparation. Une répartition égale de la charge entre les deux points a été réussie grâce à la rotule d’interface entre la presse et la poutre de transfert.

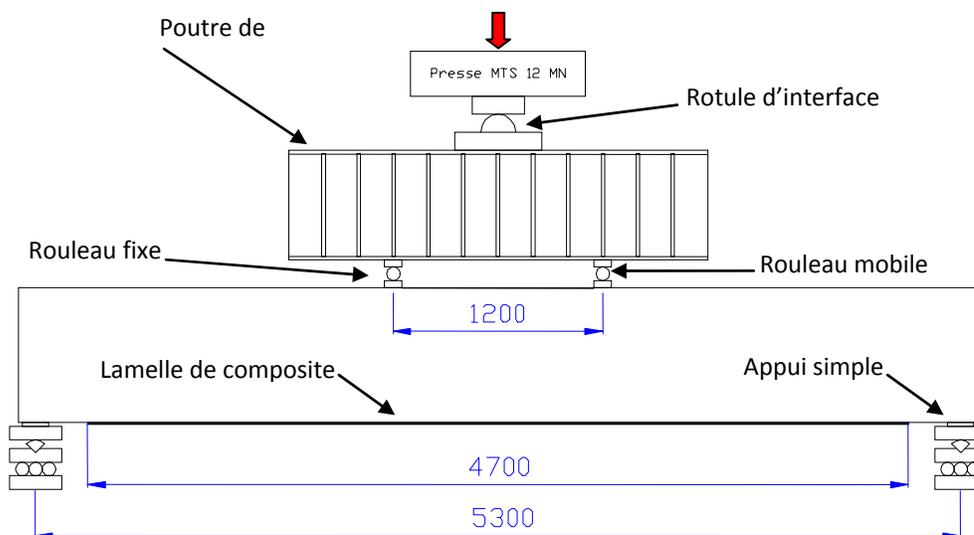


Figure 9.1 : Montage expérimental

Le système de rouleaux entre la poutre de transfert et le spécimen assurait la rotation, alors que les déplacements horizontaux étaient restreints à une extrémité et libres à l’autre.



Figure 9.2 : Rouleaux de système de mise en charge

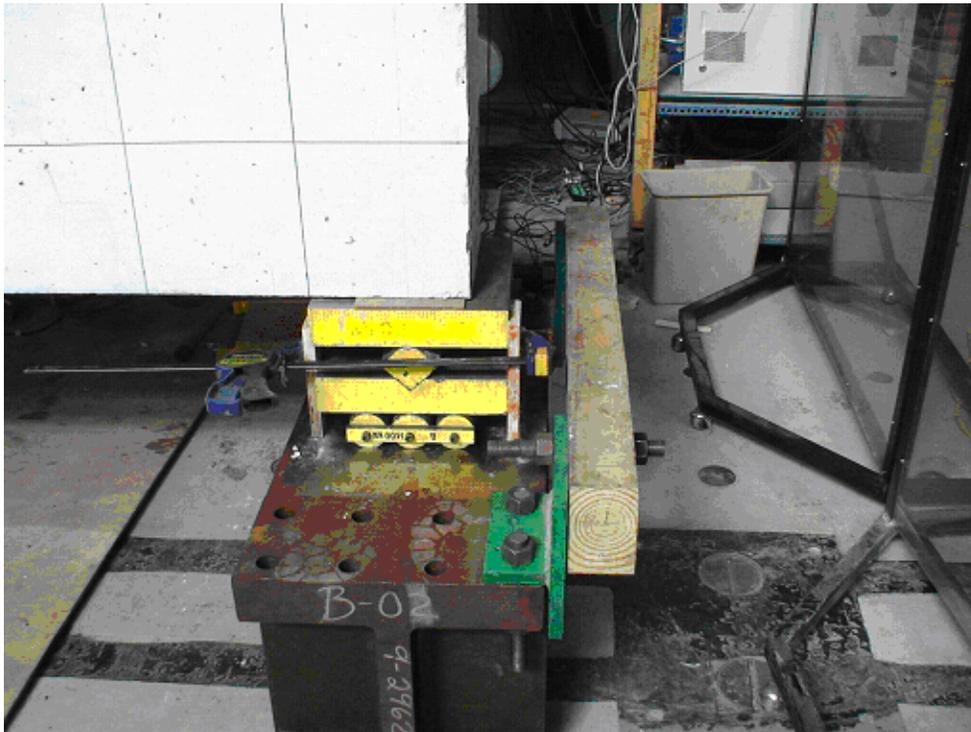


Figure 9.3 : Système d'appuis simples

Le système de rouleaux de mise en charge est présenté à la Figure 9.3 alors que le système d'appuis simple est illustré à la Figure 9.4

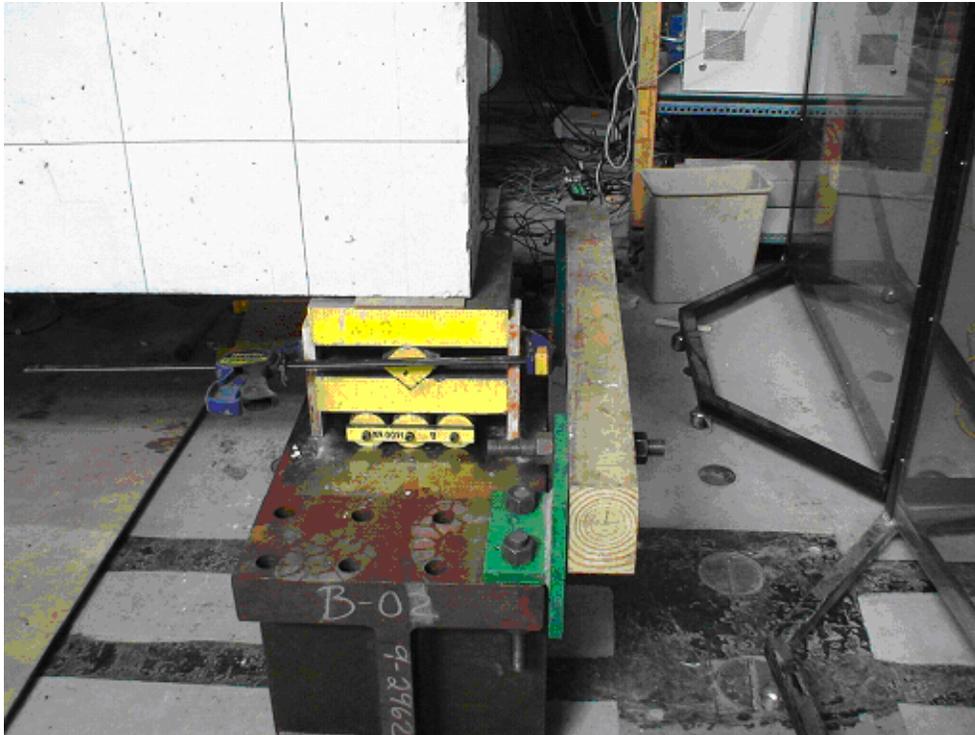


Figure 9.3 Figure 9.4 : Montage expérimental – Essai sur la poutre L10

La presse universelle MTS de 12 MN a été employée pour la mise en charge. Compte tenu du caractère soudain de la rupture, un contrôle en déplacement a été choisi afin de prendre les mesures des capteurs au pic. Le chargement a été appliqué en fixant la vitesse de déplacement du vérin de la presse à un taux de 1.5 mm/min alors que la vitesse d'acquisition de 5 Hz a permis de mesurer précisément le comportement des poutres. Afin de faciliter les observations sur le comportement, les trois spécimens ont été peints avec un mélange latex blanc 50% et eau 50%. Un quadrillage de couleur bleu de 250 mm côté a été dessiné sur les deux faces latérales de la poutre. Le montage expérimental pour la poutre L10 est présenté sur la Figure 9.5.



Figure 9.5 : Montage expérimental – Essai sur la poutre L10

9.2 Résultats et observations

Les essais sur les poutres L10, L2B et L3L ont été réalisés respectivement les 4, 10 et 11 avril 2007. Les trois poutres, qui possèdent le même niveau d'endommagement au centre, seront comparées entre elles afin de souligner l'effet des différentes techniques de renforcement décrites au chapitre précédent. Les conclusions et recommandations seront tirées à la fin en se basant sur les analyses des résultats. Le Tableau 9.1 présente le sommaire des résultats des essais réalisés dans cette phase expérimentale.

Un comportement similaire a été remarqué dans la phase initiale de chargement pour les trois spécimens. Les fissures transversales, espacées d'environ 200 mm, se forment dans la région de flexion constante au-dessus de la zone endommagée. Ce phénomène est observable jusqu'à une charge de 300 kN-m, ce qui correspond à une déformation d'environ de 1 000 $\mu\epsilon$ dans le composite. Par la suite, un autre mécanisme de fissuration se manifeste pour la région réparée.

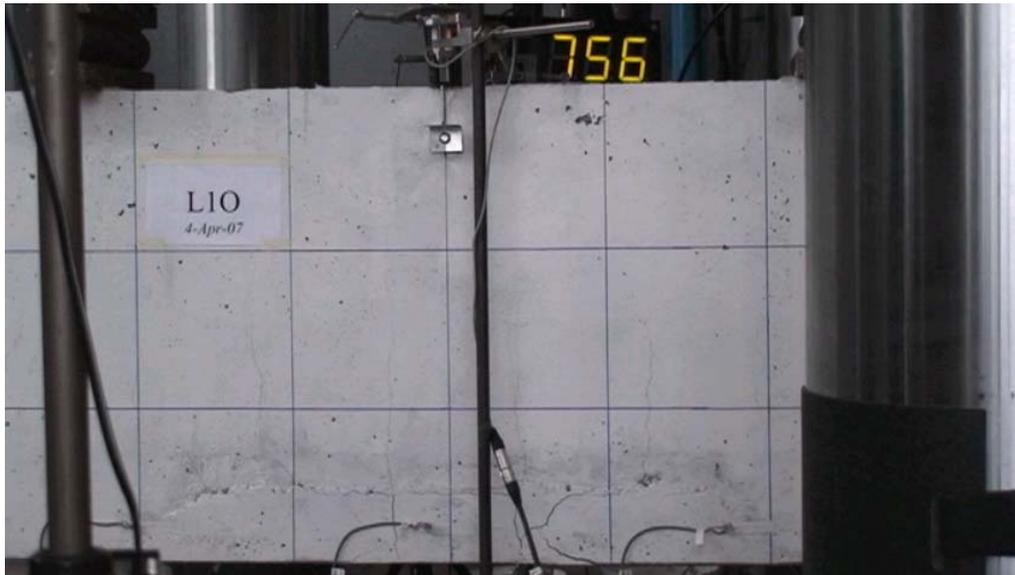
Tableau 9.1: Tableau comparatif du mécanisme de rupture

Spécimen	Préparation de surface / réparation de la zone endommagée	Mesures à la rupture	Mécanisme de rupture
L10	Jet de sable / -	$M_u=781$ kN-m $\epsilon_{max}=4763$ $\mu\epsilon$	Fissures critiques au niveau des torons coupés. Décollement du composite à l'interface béton-colle au droit de la fissure critique.
L2B	Jet de sable / Barres d'armature et treillis	$M_u=981$ kN-m $\epsilon_{max}=5088$ $\mu\epsilon$	Fissures critiques aux extrémités de la zone réparée. Décollement du composite à l'interface béton-colle au droit de la fissure critique.
L3L	Jet de sable et stries longitudinales /	$M_u=891$ kN-m $\epsilon_{max}=5891$ $\mu\epsilon$	Fissures critiques au niveau des torons coupés et aux extrémités de la zone réparée. Décollage du composite par arrachement d'une couche du béton de 55 mm d'épaisseur.

9.2.1 Mécanisme de rupture - Spécimen L10

Le mécanisme de rupture du spécimen L10 est caractérisé par la présence de deux fissures critiques de flexion, plus ouvertes et localisées au centre, à l'endroit de la discontinuité des torons coupés ($M_{cr} \cong 300$ kN), ainsi que de deux autres fissures en flexion, plus éloignées du centre, qui rejoignent les deux premières dans la zone réparée. Le mécanisme de fissuration est présenté sur la Figure 9.6.

Suite à l'apparition de fissures critiques, les fissures inclinées mettent en évidence l'effet d'ancrage des torons coupés dans le béton de réparation. Les fissures inclinées sont dues aux efforts de cisaillement local développés dans l'interface de béton entre les torons endommagés et les torons intacts ainsi que des lamelles du composite. La séparation des lamelles de la surface de béton se produit à partir d'une des fissures inclinées dans la zone de réparation et se propage vers l'extrémité de la poutre. La Figure 9.7 montre les détails du mécanisme de rupture et la Figure 9.8 expose le plan de rupture au niveau du béton.



CL

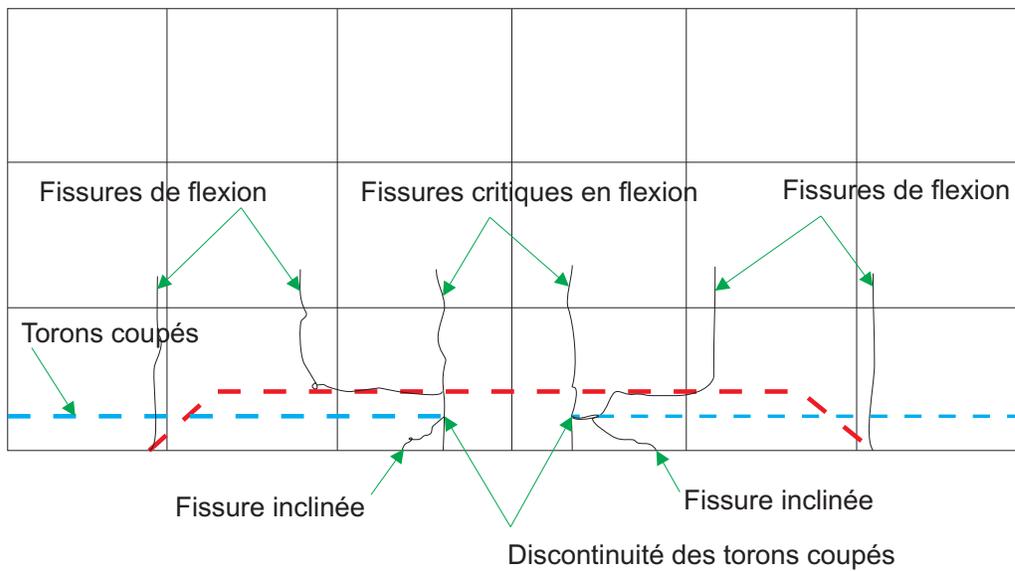


Figure 9.6 : Mécanisme de fissuration – L10

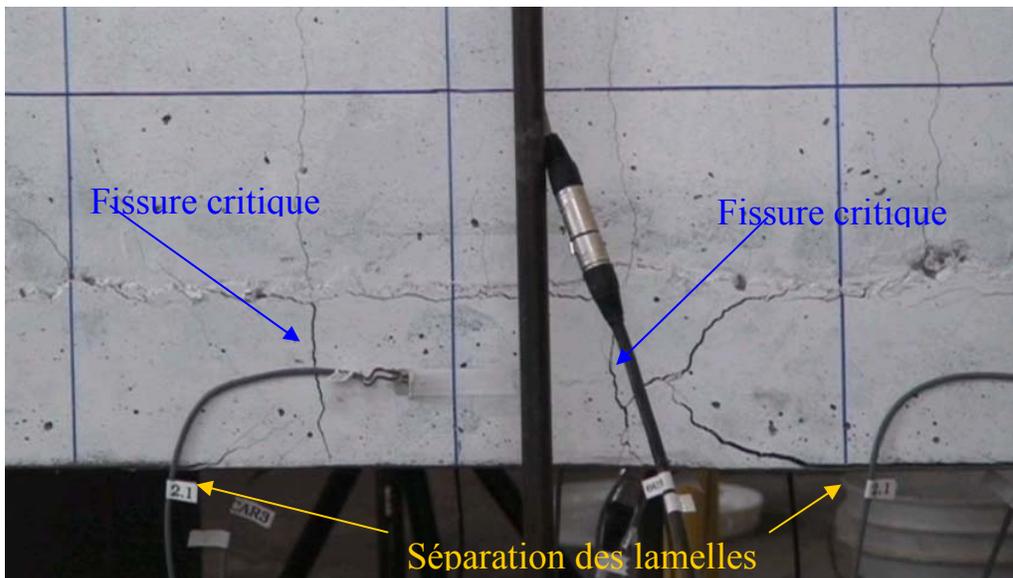


Figure 9.7 : Formation du mécanisme de rupture – L10 avant la charge ultime



Figure 9.8 : État du spécimen L10 après la rupture

9.2.2 Mécanisme de rupture - Spécimen L2B

Le mécanisme de fissuration de la poutre L2B se développe à partir des fissures de flexion. Celles-ci se propagent dans la zone réparée sans présenter une ouverture critique comme dans le cas de la L10. Finalement, une fissure à chaque extrémité de la zone réparée est initiée à partir de la face inférieure et se propage en suivant le contour de la réparation. Cette fissuration correspond à un moment d'environ de 600 kN-m par la suite les torons coupés commencent à glisser par rapport aux barres de réparation. Le décollement des lamelles a été remarqué au droit des fissures critiques. La Figure 9.9 illustre le mécanisme de fissuration pour la poutre L2B, alors que le décollement du composite avant la rupture est présenté par la Figure 9.10.

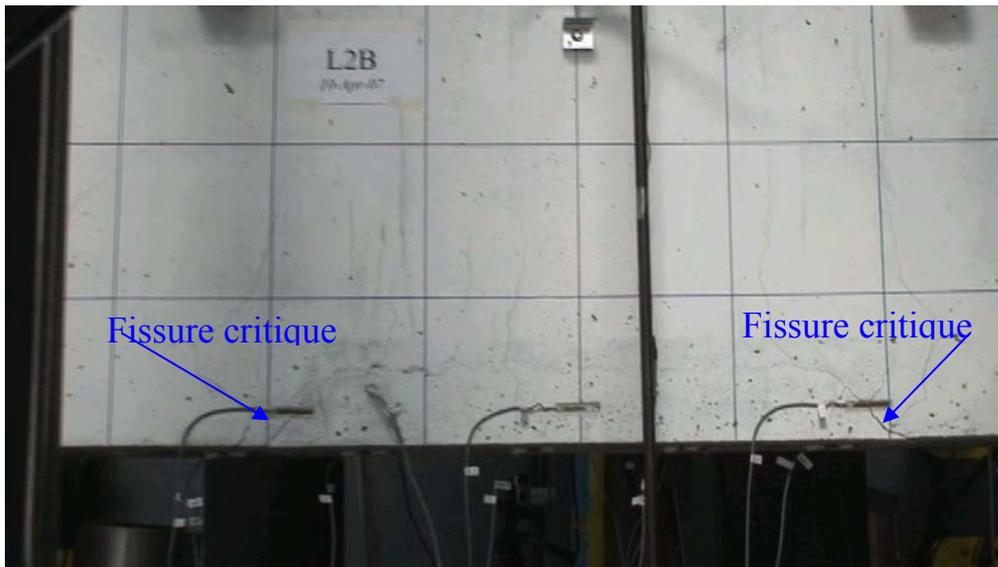


Figure 9.9 : Mécanisme de fissuration – L2B

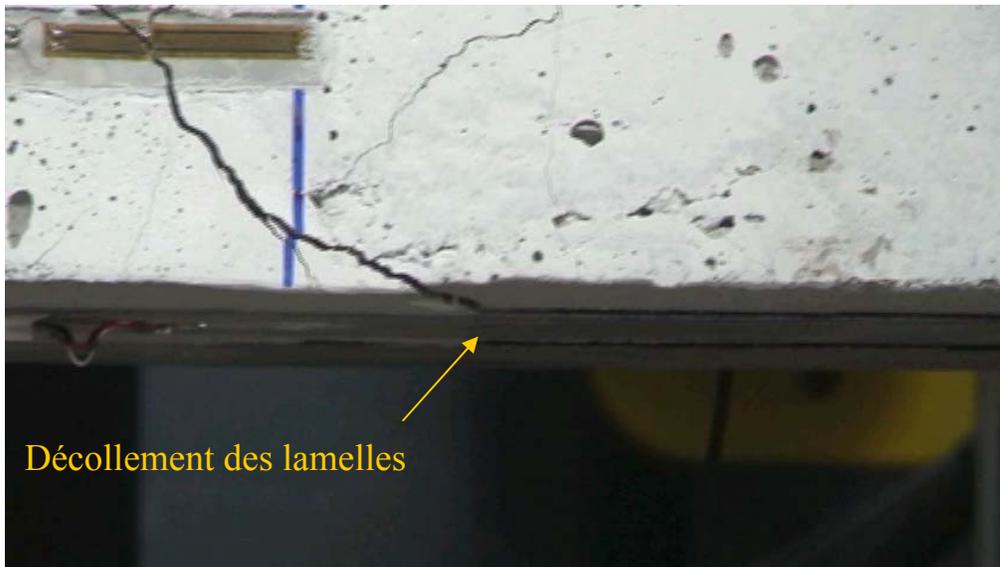


Figure 9.10 : Décollement des lamelles avant rupture – L2B

La rupture est survenue à l'interface béton-colle contrôlé par la résistance de la surface de béton. La Figure 9.11 présente le plan d'initiation de fissure. Le béton de contact n'est arraché que jusqu'au niveau des étriers et des treillis de réparation ce qui indique que le plan de rupture est situé entre le béton confiné par des treillis et les lamelles du composite.



Figure 9.11 : Surface de rupture – plan d’initiation de rupture – L2B

9.2.3 Mécanisme de rupture - Spécimen L3L

Les fissures de flexion initient le mécanisme de fissuration pour la poutre L3L. Deux fissures plus ouvertes ont été remarquées lors de la phase initiale de chargement au droit de l’interruption des torons coupés. Contrairement à la poutre L1O, une série de fissures additionnelles de flexion traversent la zone réparée. Celles-ci sont suivies par plusieurs fissures inclinées entre l’axe des torons coupés et les lamelles du composites. Les fissures le long du joint froid se sont ouvertes en même temps. La Figure 9.12 présente le mécanisme de fissuration de la poutre L3L. Il faut souligner que le patron de fissuration de la poutre L3L est une combinaison des patrons de fissuration de la poutre L1O ainsi que de la L2B. Par contre, la rupture a été précédée par deux fissures critiques espacées de 150 mm dont la fissure plus éloignée du centre se trouve au joint froid. Le décollement des lamelles débute au droit des deux fissures critiques avant la rupture, celui est présenté sur la Figure 9.13.

Contrairement aux deux spécimens précédents, où le plan de rupture reste proche à la surface, le plan de rupture pour la poutre L3L a été initié dans le béton et s’est propagé jusqu’au lit

inférieur des torons. La Figure 9.14 et la Figure 9.15 présentent la surface de rupture pour la poutre L3L. En comparant les plans de rupture avec la poutre L1O, qui possède même type de réparation de la zone endommagée, l'énergie de rupture s'avère plus importante pour collage renforcé par des stries longitudinales par rapport au collage ordinaire. Un phénomène identique a été remarqué lors de la phase 2 des essais en flexion (présenté aux sections 7.2.1 et 7.4.1).



Figure 9.12 : Mécanisme de fissuration – L3L

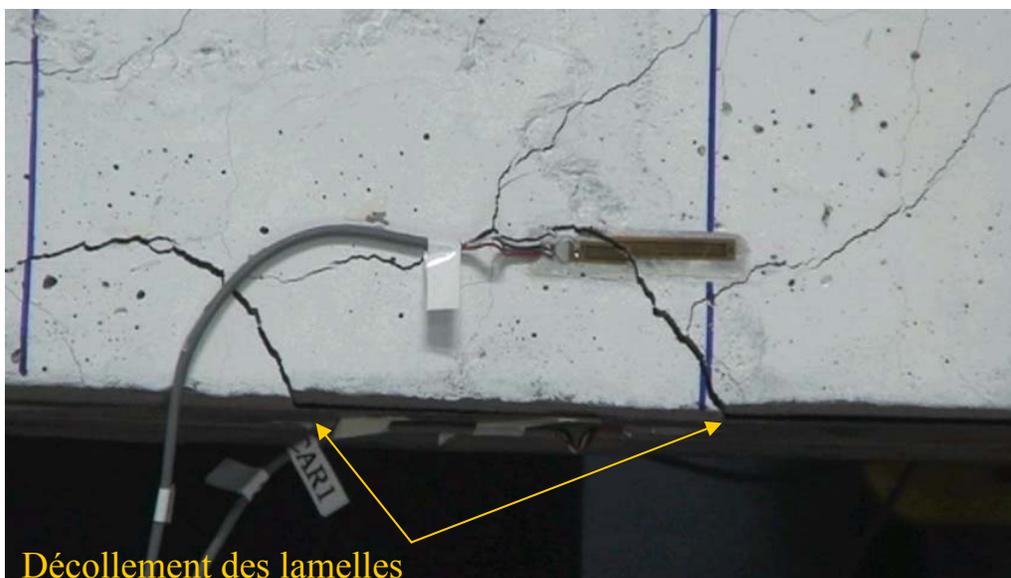


Figure 9.13: Décollement des lamelles avant rupture – L3L

La séquence de rupture pour la poutre L3L est présentée sur la Figure 9.16. Les images ont été captées par la camera vidéo et sont consécutives. Malgré le caractère soudain de la rupture, il est possible de distinguer que les blocs de béton, auparavant divisés par des fissures critiques, ont été arrachés quasi simultanément de la masse de la poutre entre les lamelles et le premier lit de torons.



Figure 9.14 : Surface de rupture – plan d’initiation de rupture – L3L



Figure 9.15 : Surface de rupture – plan de propagation de rupture – L3L

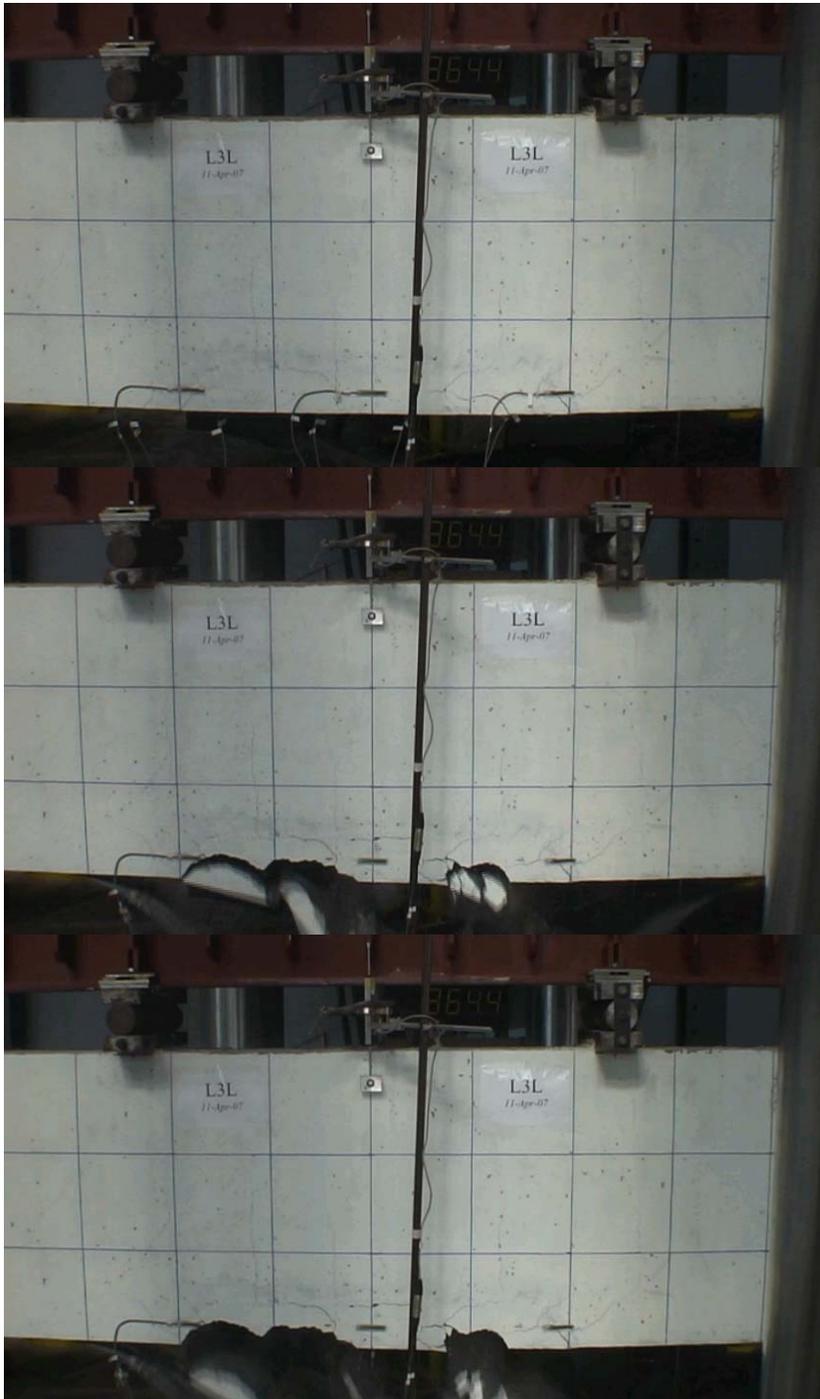


Figure 9.16 : Séquence de rupture – L3L

9.3 Mesures expérimentales

Les graphiques présentés à la Figure 9.17 et la Figure 9.18 illustrent le comportement global des spécimens. Le comportement est pratiquement linéaire pour les trois spécimens jusqu'à un moment d'environ 300 kN-m qui correspond au début de la fissuration. Par la suite les poutres présentent un changement quasi linéaire en flèche mais bilinéaire en courbure.

9.3.1 Flèche et courbure

Un gain en résistance de 14 % pour la surface préparée avec des stries longitudinales (poutre L3L) a été observé par rapport à la surface sans traitement (poutre L1O), alors que la poutre avec renforcement de la zone réparée par des barres a atteint 26% de plus que le premier spécimen (poutre L1O).

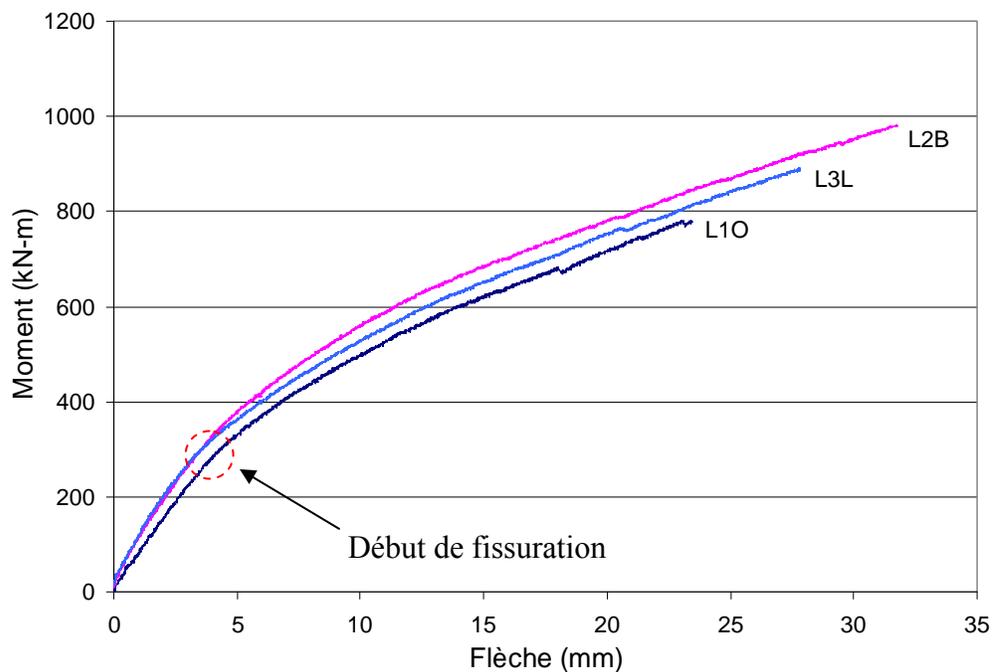


Figure 9.17 : Flèche au centre – comparaison L1O, L2B et L3L

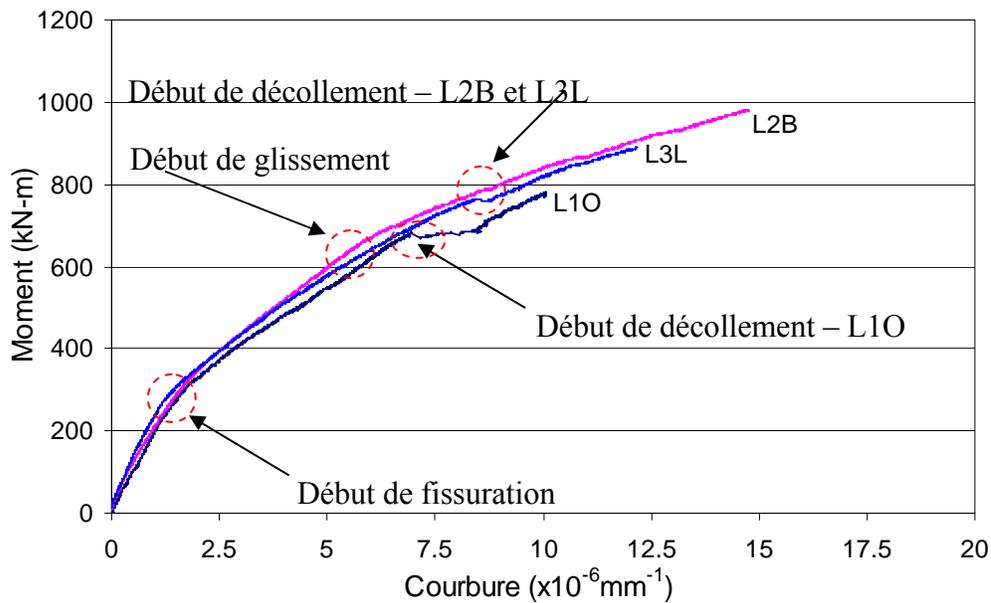


Figure 9.18 : Courbure sur 1250 mm au centre – L10, L2B et L3L

9.3.2 Déformation des composites

Les graphiques de la Figure 9.19 à la Figure 9.21 présentent l'évolution des déformations du composite dans la zone de moment constant. Ces graphiques permettent de valider, les trois types de mécanismes de rupture observés. Ainsi le spécimen L10 présente deux pics de déformation au niveau des jauges localisées à -250 mm et +250 mm à partir du centre. Ces points correspondent aux fissures critiques de flexion qui évoluent en fissure de cisaillement pour un moment situé entre 500 kN-m et 600 kN-m. Le décollement des lamelles vers les extrémités à partir de fissure critiques est très clairement identifié par l'augmentation de la déformation captée par des jauges située à la position -500 mm et +500 mm à un moment de 700 kN-m. Sur les graphiques à la Figure 9.17 et la Figure 9.18, ce phénomène est caractérisé par un court plateau.

Le spécimen L2B a été fissuré sur les extrémités de la zone réparée. La Figure 9.20 permet de suivre le développement de la fissuration en indiquant l'apparition des fissures critiques et le décollement local du composite à un moment situé entre 600 kN-m et 700 kN-m. La Figure 9.22 montre que le glissement des barres de réparation commence au même niveau de charge.

Par contre, la jauge située au centre capte un certain niveau de fissuration n'ayant pas été remarqué lors des observations visuelles.

La poutre L3L présente la jauge la plus sollicitée au centre jusqu'à la rupture. D'autre part, pour un moment d'environ 800 kN-m, une augmentation de la déformation des jauges latérales témoigne d'un autre mode de fissuration et d'une propagation du décollement du composite vers les extrémités. Malgré la déformation plus élevée captée par la jauge au centre, la rupture survient au niveau des fissures latérales montrées sur la Figure 9.13. En se basant sur cette observation, il faut souligner que les graphiques sur la Figure 9.19 à la Figure 9.21 ne présentent qu'un caractère indicatif. Ces graphiques ne donnent qu'une évolution des déformations locales au droit des jauges. Les valeurs maximales de déformation n'y sont pas nécessairement présentées sauf le cas où la fissure s'ouvre exactement vis-à-vis la jauge.

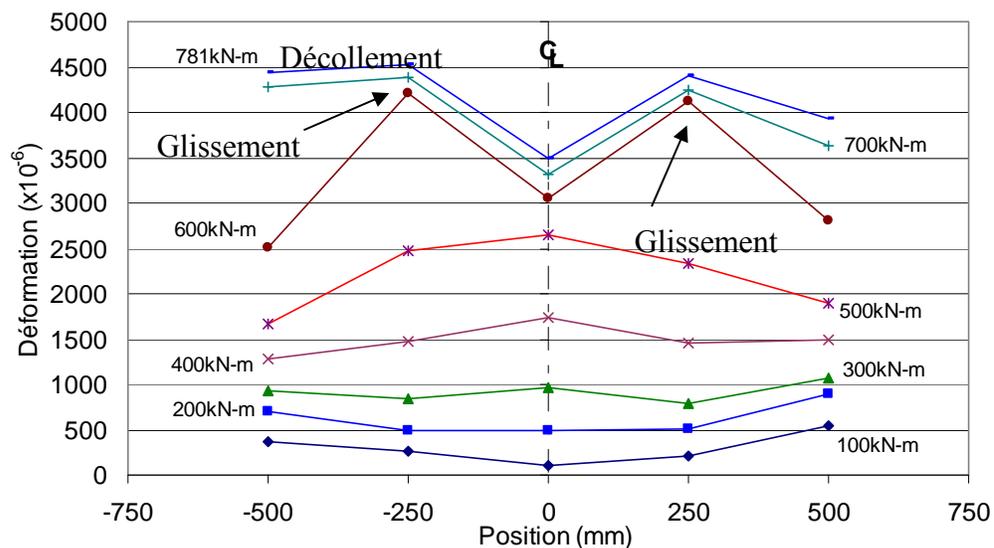


Figure 9.19 : Déformation du composite -L10

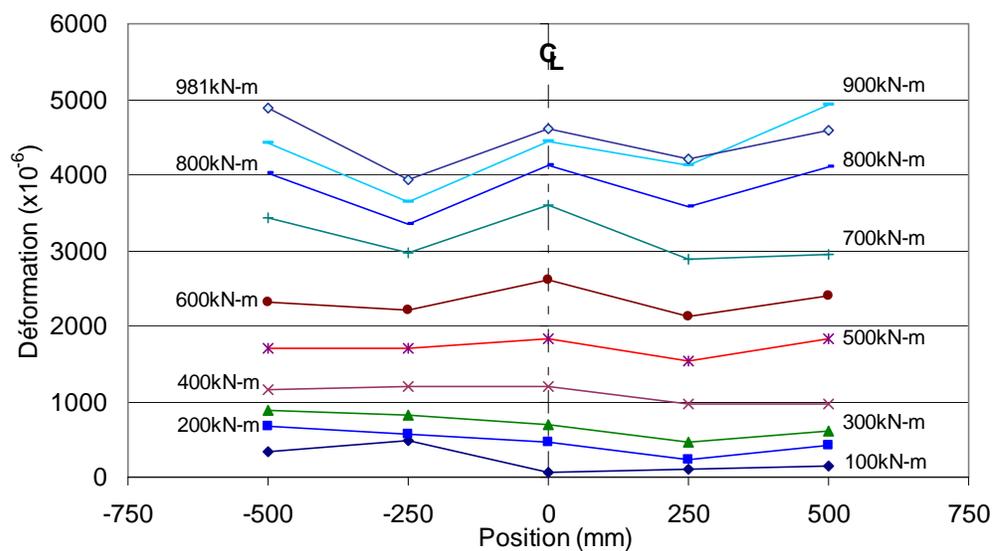


Figure 9.20 : Déformation du composite -L2B

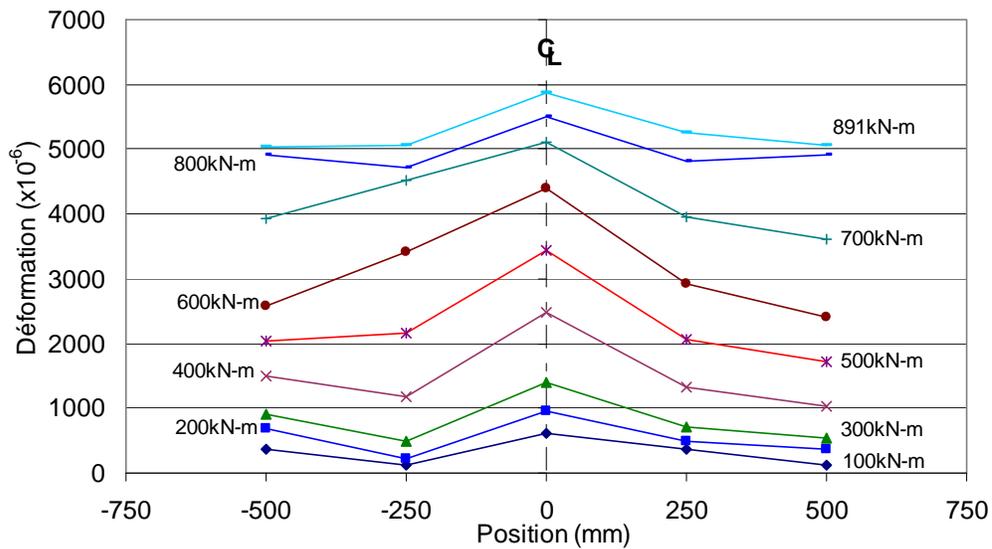


Figure 9.21 : Déformation du composite – L3L

La Figure 9.22 présente la comparaison des lectures de déformations mesurées sur les deux barres de réparation ainsi qu'à partir d'un capteur de déplacement LVDT au centre du spécimen sur une longueur de 250 mm. Le glissement commence à un moment d'environ 650 kN-m, identifié sur le graphique par une section verticale sur la courbe de la barre No.1, alors qu'un pic en déformation a été remarqué pour la barre No.2 correspondant à l'ouverture d'une fissure vis-à-vis la jauge au moment où le glissement débute. Les mesures prises par les LVDT montrent que la contribution de la barre No.2 à l'intégrité structurale s'affaiblit graduellement, tandis que la barre No.1 arrête de contribuer de façon soudaine. La déformation maximale mesurée sur la barre No.1 s'élève à 2625×10^{-6} alors que pour le pic de la barre No.2 elle, atteint 10500×10^{-6} . Dans le cas de la barre No.1, malgré une valeur en déformation plus élevée que celle correspondant à la plastification (environ 2000×10^{-6}), un plateau indiquant sur le niveau de plastification n'était pas présenté. Par conséquent, il s'agit d'une déformation élastique en compression sur la barre au moment de la prise du zéro, qui ajoute une valeur résiduelle positive à la déformation réelle. Par contre, la barre No.2 après avoir eu le pic revient à une déformation d'environ 3700×10^{-6} , une valeur plus élevée que la barre No.1 pour la partie verticale sur le graphique. Ce type de décalage ne pourrait être expliqué qu'à partir d'une déformation permanente après la plastification de la barre No.2.

La Figure 9.23 expose les valeurs en déformation captées par trois jauges installées sur l'axe du lit de torons endommagés. La jauge au centre indique un état de microfissuration à 100 kN-m, tandis que la localisation des fissures se manifeste au niveau de 300 kN-m. C'est à cette charge que la jauge No.3 capte l'ouverture des fissures, alors que la jauge No.1 capte une fissuration à 225 kN-m.

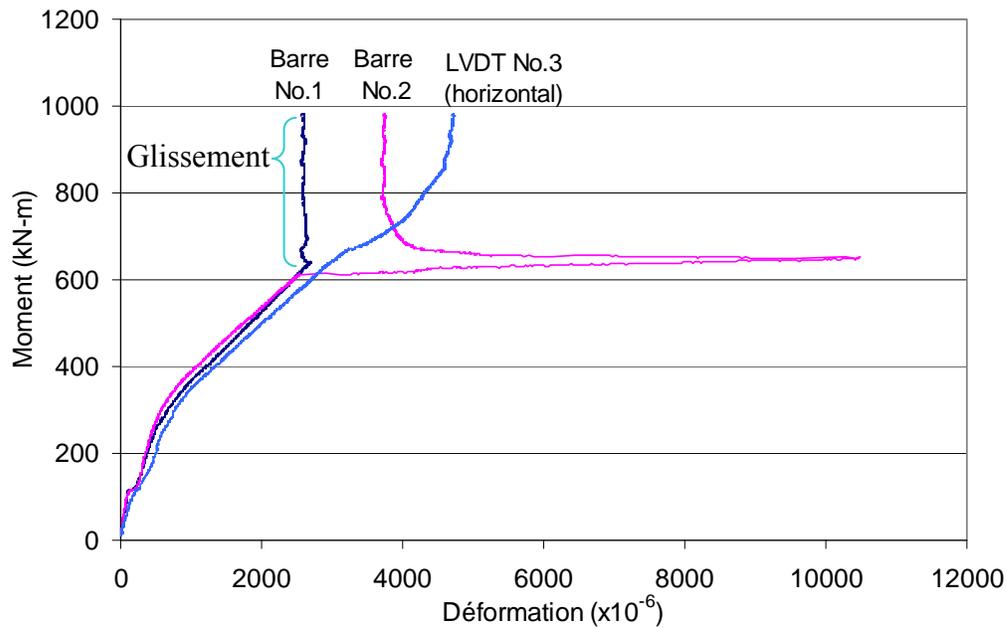


Figure 9.22 : Déformations mesurées sur des barres de réparation – L2B

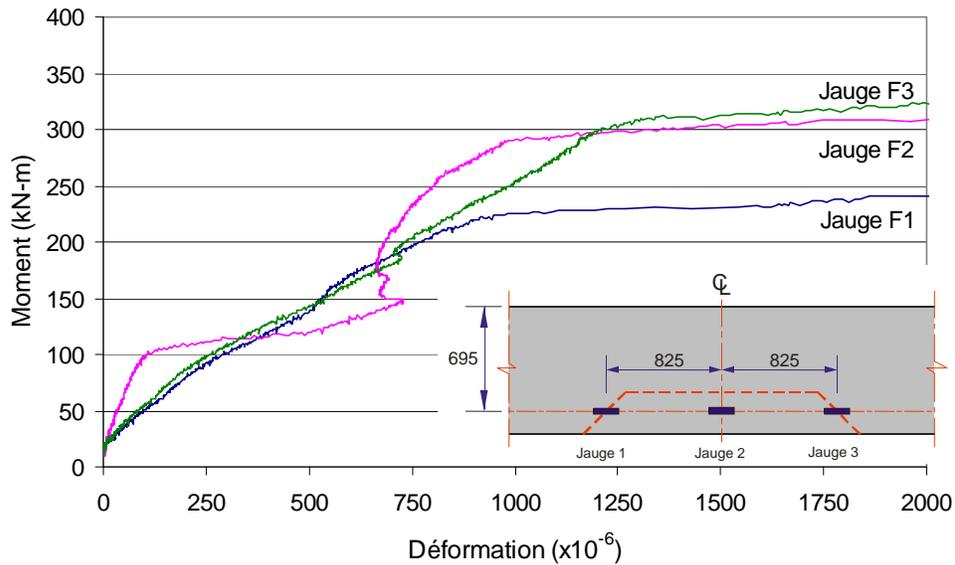


Figure 9.23 : Déformations sur béton au niveau des torons coupés – L2B

Malgré le phénomène de glissement, le mécanisme de renforcement par quatre barres pour la connexion des torons coupés a été efficace. L'objectif visé n'était pas de reprendre les efforts en traction, mais plutôt d'assurer la continuité flexionnelle de la zone réparée par rapport au reste de la poutre.

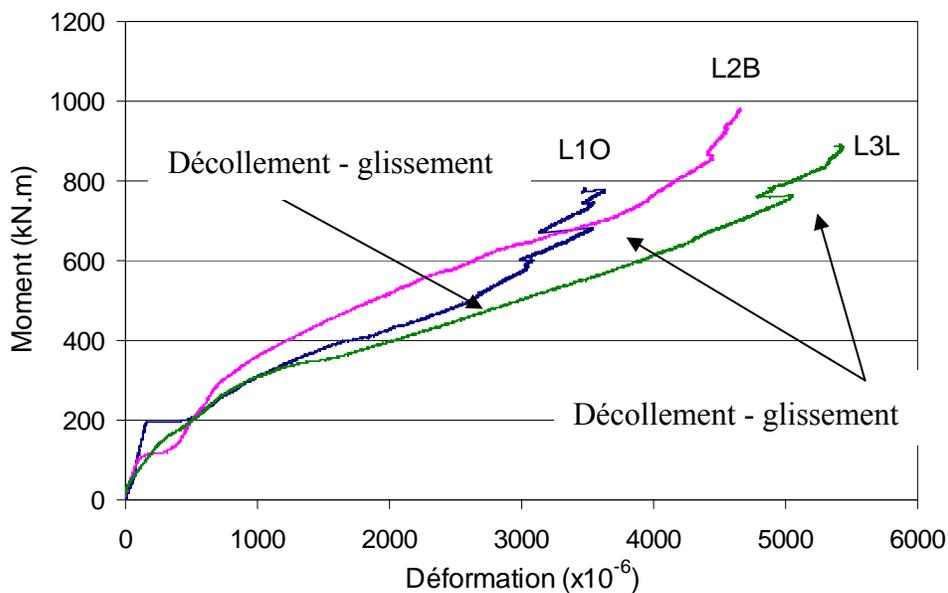


Figure 9.24 : Déformation sur composite au centre

9.4 Conclusion sur les essais de la phase Flexion 3

La troisième phase des essais en flexion a validé les hypothèses décrites au chapitre 5 sur le comportement des poutres endommagées. Malgré le comportement similaire avec la deuxième phase des essais en flexion, la rupture prématurée du composite a été observée pour les trois spécimens. À partir de cette phase, la mise au point d'une technique de collage du composite pour augmenter la résistance de poutre endommagée s'avère confirmée.

Les deux techniques de renforcement d'une région endommagée évaluées avec les poutres L2B et L3L montrent une efficacité concluante. Un mécanisme de fissuration différent pour chaque spécimen a été noté lors des essais. C'est pourquoi une attention spéciale a été accordée au phénomène de fissuration lors de l'analyse des résultats. Par conséquent, l'hypothèse que la rupture prématurée origine d'une fissure critique (la fissure plus ouverte) présentée au chapitre 5 s'avère affirmée dans cette phase.

La technique de renforcement avec chevauchement de torons endommagés (la poutre L2B) présente un gain en résistance de 26% par rapport à la poutre L1O. Par conséquent, celle-ci est considérée comme l'option la plus efficace.

Par contre, la technique de renforcement par des stries longitudinales augmente la résistance de l'interface de collage de 14 % par rapport à la poutre avec collage ordinaire sans renforcement (la poutre L1O). Cette technique offre ainsi une autre solution intéressante quand l'utilisation de barres chevauchées ne serait pas faisable.

En faisant la comparaison entre les différents comportements des spécimens réparés lors de la deuxième et la troisième phase des essais en flexion, on peut conclure que le pourcentage de contribution apportée à partir du renforcement par composite sur la rigidité générale des spécimens est déterminant pour éviter une rupture prématurée. De cette façon on trouve que le changement en rigidité entre les différentes techniques pour une poutre fissurée est beaucoup plus important pour la phase 2, alors que pour la phase 3 les trois poutres suivent presque la même pente jusqu'à la rupture avec un faible décalage en fonction de renforcement accru.

Par conséquent, une poutre précontrainte présente une condition plus sévère lors de son renforcement. Les torons coupés au centre restent actifs entre la zone réparée et les extrémités de la poutre. Ce phénomène augmente la concentration de contrainte dans la zone renforcée

aux droits de discontinuité des éléments de renforcement. Cette observation explique pourquoi une capacité contrôlée par la rupture prématurée a été observée à cette étape des essais. Car les efforts dans chaque type de renforcement continuent d'être importantes.

Cette étape expérimentale était déterminante pour démontrer l'efficacité des deux techniques de réparation par rapport à la méthode traditionnelle de collage ordinaire ainsi que pour identifier leurs limitations.

CHAPITRE 10 ANALYSES THÉORIQUES AVEC LE LOGICIEL A.I.S.

10.1 Généralités

Une série d'analyses théoriques a été réalisée à l'aide du logiciel A.I.S. - Analyse Inélastique de Structure.

Les objectifs de ces analyses sont de :

- Valider le logiciel A.I.S. avec les essais réalisés dans le cadre de cette phase expérimentale.
- Révéler différents états de poutres en indiquant les besoins en renforcement ;
- Démontrer l'efficacité des différents type et niveaux de renforcement employé dans la réhabilitation d'une poutre endommagée ;

Le logiciel A.I.S. a été développé à l'École Polytechnique de Montréal en 2001 par Bédard et Massicotte (2001). Son usage exclusif est réservé à la Direction des Structures du MTQ. Ces aspects fonctionnels ont été présentés de façon détaillée par Folcher dans le cadre de son projet maîtrise (2003 – Chapitres 7 et 8).

10.2 Modélisation des poutres avec A.I.S.

Pour reproduire le comportement d'une poutre endommagée et par la suite réparée en utilisant le renforcement en matériau composite tel que les fibres de carbone, le logiciel applique les trois hypothèses suivantes :

- La compatibilité des déformations entre les matériaux ;
- Les sections demeurent planes en tout temps ;
- La contribution post-fissuration est prise en compte pour les analyses des courbures moyennes ainsi que pour considérer le raidissement en traction due à la résistance du béton modifiée (A.I.S. – Version 1.01).

10.2.1 Propriétés du béton

Afin de modéliser le comportement du béton des poutres ainsi que du béton de réparation, les propriétés mécaniques telles que la résistance en compression et le module d'élasticité obtenus lors des essais sur cylindres au moment des essais ont été introduites dans le logiciel. Les autres propriétés sont obtenues de façon analytique en fonction de la valeur de la résistance en compression expérimentale. La courbe du comportement caractéristique des bétons est tirée de Picard (2001) et elle est présentée à la Figure 10.1. Cette approche permet d'obtenir une simulation représentative lors des résultats expérimentaux.

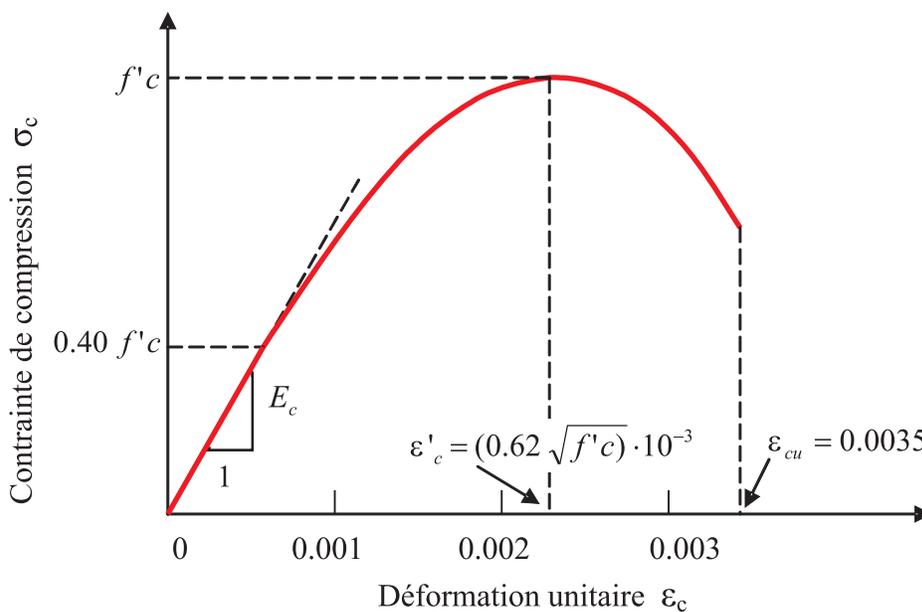


Figure 10.1 : Courbe de comportement caractéristique de béton (Picard 2001)

10.2.2 Propriétés du renforcement par matériau composites

Une réponse linéaire-élastique a été adoptée pour simulation du comportement des lamelles en matériau composite. Le module d'élasticité (EFRP = 179 000 MPa) ainsi que la résistance ultime ($\sigma_U = 3220$ MPa) ont été déterminés à partir des essais décrits au chapitre 8.

L'interface adhésive n'est pas présentée de façon directe dans cette approche. Vu que le logiciel AIS n'analyse que la section de la poutre, un décollement local de lamelle avec une propagation progressive résultera d'une perte totale instantanée du renforcement par composite. Par conséquent, une faiblesse ponctuelle du contact entre le béton et la lamelle

sera interprétée par logiciel comme un phénomène ne reflétant pas la réponse réelle de la poutre renforcée.

Il faut remarquer qu'une rupture prématurée sera ignorée par le logiciel étant donné que l'on considère un contact parfait entre le béton et la lamelle. Pour que cette approche puisse être représentative de la réalité, il faut tenir compte de l'ensemble des éléments formant l'interface tel que le béton, l'adhésif et le composite. Ce type de modélisation est loin de concorder avec une loi de comportement linéaire comme celle des matériaux composites. Par contre, pour simplifier le modèle, un comportement non linéaire est présenté par une courbe composée de deux zones linéaire. La première zone reflète le comportement linéaire du composite qui continue jusqu'à une contrainte de 600 MPa et une déformation de 3352×10^{-6} . Cette limite découle des observations réalisées sur la base expérimentale (Figure 9.22). La deuxième zone horizontale présente une perte d'efficacité de l'interface due à plusieurs phénomènes tel que la fissuration de l'interface adhésive en cisaillement, le décollement local du composite avec une propagation postérieure et, finalement, le glissement.

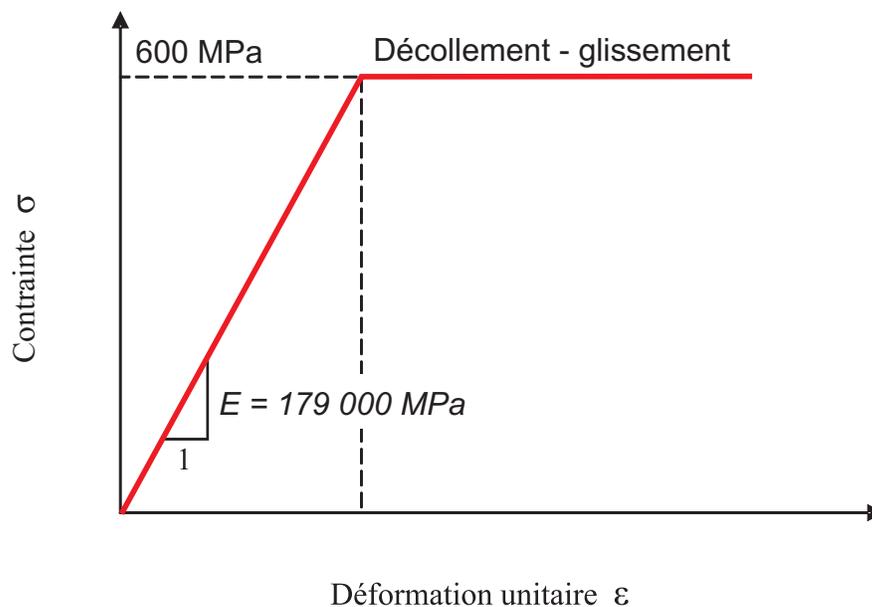


Figure 10.2 : Courbe de comportement du composite et de l'interface de composite-béton

10.2.3 Propriétés de l'acier des barres de réparation

Afin de reproduire la contribution des barres de réparation, une approche différente au comportement de barres communes a été employée.

Premièrement, les barres de réparation sont d'abord soumises à un effet de compression dû au retrait du béton de réparation. La déformation initiale a été évaluée à une valeur proche de 500×10^{-6} . Cette évaluation se base sur les observations faites à la section 9.2.2 (Figure 9.20 et Figure 9.21). Par conséquent, les barres commencent à contribuer en traction une fois la décompression est finalisée. C'est pourquoi une réponse retardée doit être modélisée. Ce phénomène est reflété à la Figure 10.3 comme une déformation initiale.

Le deuxième phénomène à simuler est dû au glissement dans la zone de chevauchement des torons avec les barres de réparation. Vu que la surface des torons est beaucoup plus lisse par rapport à une barre crénelée, la connexion chevauchée est contrôlée par le frottement des torons. Par conséquent, c'est la barre de réparation qui affaiblit graduellement sa contribution sur l'intégrité structurale de la poutre. Ce type de glissement est local et ne caractérise que la zone réparée. Compte tenu que les torons coupés ne sont plus présents dans la section de poutre à simuler, ce phénomène a été modélisé avec succès à partir du comportement des barres de réparation.

La Figure 10.3 présente la courbe de matériau à reproduire lors de la simulation du comportement de la barre de réparation.

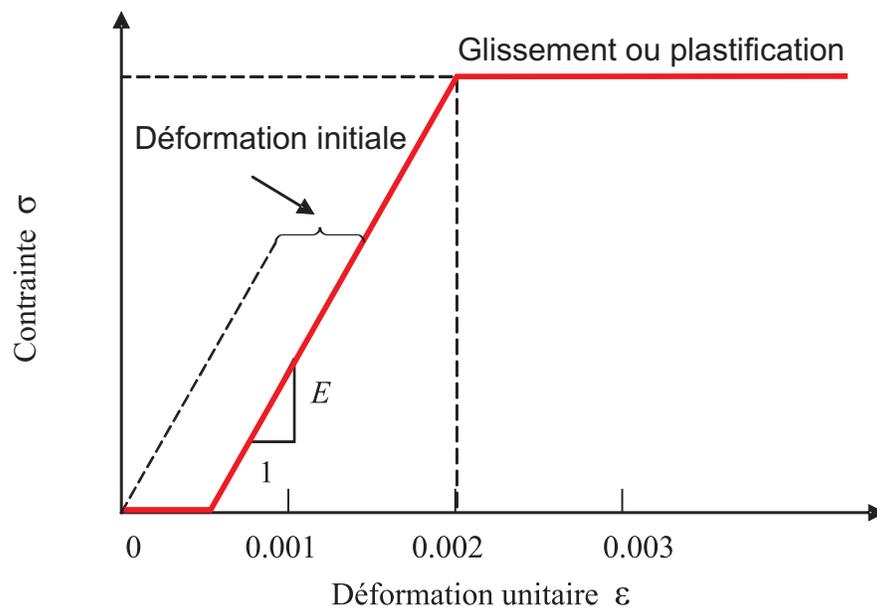


Figure 10.3 : Courbe de comportement de barre de réparation

10.2.4 Propriétés des torons de précontrainte

La Figure 10.4 illustre la courbe contrainte de déformation des câbles utilisée dans la modélisation de poutre précontrainte avec logiciel A.I.S. Ce modèle est proposé par Collins et Mitchell (1987) et se trouve dans la bibliothèque de matériaux offerts par A.I.S. Le modèle dans la version 1.01 du logiciel A.I.S. ne reflète pas le phénomène du glissement relatif des torons par rapport au béton, observé par Folcher (2003).

Pour bien simuler le phénomène du glissement dans le comportement des torons de précontrainte, le modèle de matériau a été ajusté par Massicotte (2003). Un comportement bilinéaire a été adopté dans ce modèle en se basant sur les essais de glissement de torons réalisés par Folcher et Massicotte (2003). Un module élastique réduit égale à 145 000 MPa a été attribué à partir du début du glissement. Cette valeur a été adoptée arbitrairement après d'un processus d'essais et corrections successifs.

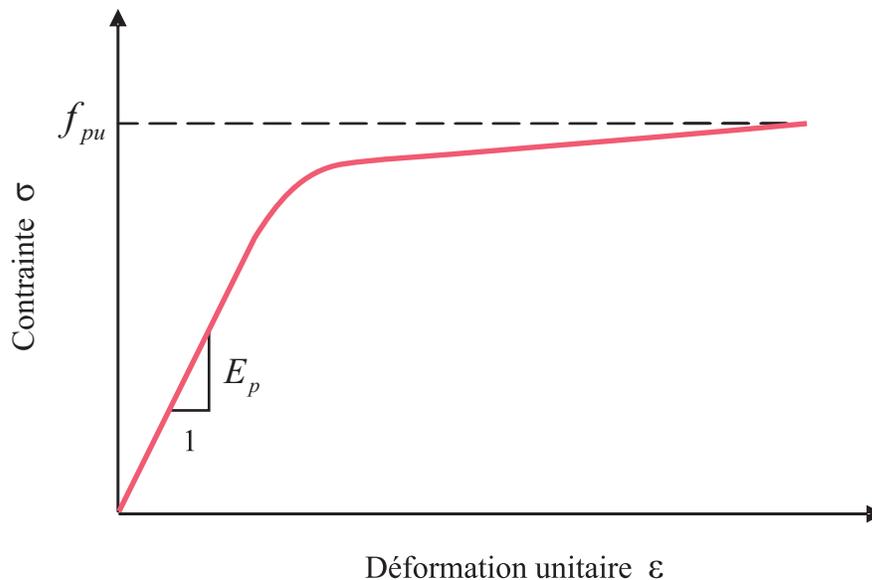


Figure 10.4 : Paramètres des matériaux de type Câble – A.I.S.

La contrainte initiale appliquée aux torons lors de la mise en tension est 608 MPa, ce qui correspond à la force de 60 kN. Les pertes de précontraintes instantanées sont calculées par le logiciel, tandis que les pertes différées dues au retrait, fluage et relaxation doivent être évaluées afin d'introduire les valeurs corrigées dans le modèle analytique.

Pertes élastiques

Pour évaluer les pertes élastiques de précontraintes, les équations 10-1, 10-2 et 10-3 proposées par Picard (2001) ont été utilisées.

$$\Delta P = \left(\frac{\sigma_{ba}}{E_{ci}} \right) A_p E_p \quad (10-1)$$

$$E_{ci} = (3300\sqrt{f'_c} + 6900) \cdot \left(\frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (10-2)$$

où,

A_p : Aire de câbles de précontrainte

(= 98.7 mm² x 4 torons/lit = 394.8 mm² /lit)

E_p : Module d'élasticité de l'acier de câbles de précontrainte (MPa)

E_{ci} : Module d'élasticité du béton au transfert (MPa)

f'_c : Résistance du béton en compression au transfert (= 37 MPa)

σ_{ba} : contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité de l'acier de précontrainte (MPa)

γ : Masse volumique du béton (= 2327 kg/m³)

Le module d'élasticité instantané du béton au moment de transfert est déterminé à partir de l'équation (10-2) :

$$E_{ci} = 27\,450 \text{ MPa.}$$

La contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité de torons de précontraint est obtenue séparément pour chaque lit après l'équation (10-3) :

$$\sigma_{ba} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot e \cdot y}{I} + \frac{M_0 \cdot e}{I} \quad (10-3)$$

où,

A : Aire de la section (= 187 500 mm²)

I : Moment d'inertie de la section (= 8789 x 106 mm⁴)

e : Excentricité par rapport au centre de gravité (= -131 mm)

y : Coordonné de lit des torons (mm)

σ_{ba} : contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité de l'acier de précontrainte (MPa)

M_0 : Moment dû à la charge morte (= 15.8 kN.m)

P_0 : Force de précontrainte (= 1200 kN)

Après la troisième itération les contraintes dans le béton au niveau des lits de précontrainte sont les suivantes :

$$\sigma_{ba1} = 10.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba2} = 9.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba3} = 8.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba4} = 8.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba5} = 1.10 \text{ MPa}$$

Par conséquent, les pertes élastiques instantanées pour chaque lit des torons sont suivantes :

$$\Delta P_1 = 37.0 \text{ kN}$$

$$\Delta P_2 = 34.4 \text{ kN}$$

$$\Delta P_3 = 31.8 \text{ kN}$$

$$\Delta P_4 = 29.2 \text{ kN}$$

$$\Delta P_5 = 3.5 \text{ kN}$$

Totale: 135.9 kN

Pertes différées

Les pertes différées dues au retrait et fluage du béton et à la relaxation de l'acier sont considérées plus importantes par rapport aux autres types de pertes de précontrainte. Une approche proposée par Picard (2001) est employée dans ce chapitre pour évaluer les pertes de précontrainte à être introduites dans le modèle de A.I.S.

• **Retrait**

La perte de précontrainte due au retrait est donnée par équation (10-4) :

$$\Delta P_{rb}(t) = \varepsilon_r(t) A_p E_p \quad (10-4)$$

où

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r K_{rh} K_v K_r f_r(t) \quad (10-5)$$

A_p : Aire de câbles de précontrainte

$$(\text{= } 98.7 \text{ mm}^2 \times 4 \text{ torons/lit} \times 5 \text{ lits} = 1974 \text{ mm}^2)$$

E_p : Module d'élasticité de l'acier de câbles de précontrainte (= 204 774 MPa valeur nominal fournie par fabricant)

avec

$$\varepsilon_r = (850 - 0.015E_c) \cdot 10^{-6} \quad (10-6)$$

où

E_c : Module d'élasticité du béton à 28 jours (= 31 882 MPa)
en fonction de la résistance du béton ($f^c=54.8$ MPa)

$$K_{rh} = 2.00 - 0.0143PH \quad (\text{si } 40 \leq PH \leq 80) \quad (10-7)$$

où

PH : Humidité relative (= 70%)

$$K_v = 1.13 - 0.0035 v \quad (\text{si } v \leq 150 \text{ mm}) \quad (10-10)$$

où

v : Rapport $\frac{\text{Volume}}{\text{Aire}}$ ($= \frac{250\text{mm} \cdot 750\text{mm} \cdot 5500\text{mm}}{(2 \cdot 250\text{mm} + 2 \cdot 750\text{mm}) \cdot 5500\text{mm}} = 93.75 \text{ mm}$)

$$K_r = 1 - 17r \quad (10-11)$$

où

$$r = \frac{A_{ps}}{A} = \frac{1974 \text{ mm}^2}{187\,500 \text{ mm}^2} = 0.01053$$

La fonction du temps est donnée par :

$$f_r(t) = \frac{t}{t + 0.9v} \quad (10-12)$$

où

$$t = 149 \text{ jours}$$

À partir des équations de (10-4) à (10-12), les valeurs suivantes sont obtenues:

$$\varepsilon_r = 372 \times 10^{-6}$$

$$K_{rh} = 1.0$$

$$K_v = 0.83$$

$$K_r = 0.821$$

$$\varepsilon_r(t) = 162 \times 10^{-6}$$

$$\Delta P_{rb} = 65.3 \text{ kN}$$

• Retrait

La perte de précontrainte due au retrait est donnée par équation (10-4) :

$$\Delta P_{rb}(t) = \varepsilon_r(t) A_p E_p \quad (10-4)$$

où

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r K_{rh} K_v K_r f_r(t) \quad (10-5)$$

A_p : Aire de câbles de précontrainte

$$(\text{= } 98.7 \text{ mm}^2 \times 4 \text{ torons/lit} \times 5 \text{ lits} = 1974 \text{ mm}^2)$$

E_p : Module d'élasticité de l'acier de câbles de précontrainte (= 204 774 MPa valeur nominal fournie par fabricant)

avec

$$\varepsilon_r = (850 - 0.015E_c) \cdot 10^{-6} \quad (10-6)$$

où

E_c : Module d'élasticité du béton à 28 jours (= 31 882 MPa)

en fonction de la résistance du béton ($f^c=54.8$ MPa)

$$K_{rh} = 2.00 - 0.0143PH \quad (\text{si } 40 \leq PH \leq 80) \quad (10-7)$$

où

PH : Humidité relative (= 70%)

$$K_v = 1.13 - 0.0035v \quad (\text{si } v \leq 150 \text{ mm}) \quad (10-10)$$

où

v : Rapport $\frac{\text{Volume}}{\text{Aire}}$ ($= \frac{250\text{mm} \cdot 750\text{mm} \cdot 5500\text{mm}}{(2 \cdot 250\text{mm} + 2 \cdot 750\text{mm}) \cdot 5500\text{mm}} = 93.75 \text{ mm}$)

$$K_r = 1 - 17r \quad (10-11)$$

où

$$r = \frac{A_{ps}}{A} = \frac{1974 \text{ mm}^2}{187\,500 \text{ mm}^2} = 0.01053$$

La fonction du temps est donnée par :

$$f_r(t) = \frac{t}{t + 0.9v} \quad (10-12)$$

où

$t = 149$ jours

À partir des équations de (10-4) à (10-12), les valeurs suivantes sont obtenues:

$$\varepsilon_r = 372 \times 10^{-6}$$

$$K_{rh} = 1.0$$

$$K_v = 0.83$$

$$K_r = 0.821$$

$$\varepsilon_r(t) = 162 \times 10^{-6}$$

$$\Delta P_{rb} = 65.3 \text{ kN}$$

• Fluage

La perte de précontrainte due au fluage est donnée par équation (10-13) :

$$\Delta P_{fb}(t) = \varepsilon_f(t) A_p E_p = \varepsilon_i C_f(t) A_p E_p \quad (10-13)$$

où le coefficient de fluage ($C_f(t)$) est donné par l'équation (10-14) :

$$C_f(t) = C_f K_{fh} K_v K_r K_a f_f(t) \quad (10-14)$$

le coefficient de fluage final (C_f) est obtenu de l'équation suivante :

$$C_f = 3.60 - 0.020 f'_c \quad (\text{si } 50 \leq f'_c \leq 80 \text{ MPa}) \quad (10-15)$$

Les coefficients correctifs K_{fh} et K_a sont exprimés par les équations (10-16) et (10-17), alors que K_v et K_r sont les mêmes que pour le retrait.

$$K_{fh} = 1.70 - 0.01 PH \quad (10-16)$$

$$K_a = (t_a)^{-0.12} \quad (10-17)$$

La fonction temps est donnée par :

$$f_f(t) = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \quad (10-18)$$

Les équations (10-15), (10-16) et (10-17) donnent respectivement :

$$C_f = 2.504$$

$$K_{fh} = 1.0$$

$$K_a = 1.0$$

Le coefficient de fluage peut être exprimé à partir de l'équation (10-14) :

$$C_f(t) = 2.504 \cdot 1.0 \cdot 0.83 \cdot 0.82 \cdot 1.0 \cdot f_f(t) = 1.704 \cdot f_f(t)$$

Le raccourcissement unitaire élastique instantané, ε_i , est recalculé pour chaque intervalle est donné par :

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_{ba}}{E_{ct}} \quad (10-19)$$

où,

σ_{ba} : Contrainte permanente sollicitant le béton

E_{ct} : Module d'élasticité instantané du béton au moment où la contrainte σ_{ba} est appliqué et se recalcule pour chaque intervalle à partir de l'équation (10-2) en fonction de résistance du béton en compression

Vu que la contrainte sollicitant le béton, σ_{ba} , diminue avec le temps, la durée totale de 149 jours est divisée en trois intervalles, soit :

I₁ de 0 à 7 jours ;

I₂ de 7 à 14 jours ;

I₃ de 14 à 149 jours.

La fonction temps donnée par l'équation (10-18) est définie pour chaque intervalle comme suivante :

À 14 jours - $f_f(14) = 0.328$;

À 28 jours - $f_f(28) = 0.425$;

À 149 jours - $f_f(149) = 0.668$;

Intervalle I - $f_f(0 - 14 \text{ jours}) = 0.328$;

Intervalle II - $f_f(14 - 28 \text{ jours}) = 0.425 - 0.328 = 0.097$;

Intervalle III - $f_f(28 - 149 \text{ jours}) = 0.668 - 0.425 = 0.243$.

Intervalle I :

Pour le premier intervalle la force de précontrainte appliquée à la poutre tient compte de la perte élastique instantanée:

$$P_1 = 1200 \text{ kN} - 136 \text{ kN} = 1064 \text{ kN}$$

Par conséquent, la contrainte appliquée au béton au niveau du centre de gravité des torons à partir de l'équation (10-3):

$$\sigma_{ba1} = \frac{1064 \cdot 10^3}{187\,500} + \frac{1064 \cdot 10^3 \cdot (-131) \cdot (-131)}{8789 \cdot 10^6} + \frac{15.8 \cdot 10^6 \cdot (-131)}{8789 \cdot 10^6} = 7.52 \text{ MPa}$$

et raccourcissement unitaire pour:

$$\varepsilon_1 = \frac{7.52 \text{ MPa}}{27\,450 \text{ MPa}} = 274 \cdot 10^{-6}$$

Dans ce cas, la perte de précontrainte due au fluage pour le premier intervalle à 7 jours après l'équation (10-13) :

$$\Delta P_{fb1}(t) = 274 \cdot 10^{-6} \cdot 1.704 \cdot 0.328 \cdot 204\,774 \cdot 1974 = 61.9 \text{ kN}$$

Intervalle II :

La force de précontrainte appliquée à la poutre tient compte de la perte élastique instantanée et la perte due au fluage du premier intervalle:

$$P_2 = 1064 \text{ kN} - 61.9 \text{ kN} = 1002.1 \text{ kN}$$

Par conséquent, la contrainte appliquée au béton au niveau du centre de gravité des torons à partir de l'équation (10-3):

$$\sigma_{ba2} = \frac{1002.1 \cdot 10^3}{187\,500} + \frac{1002.1 \cdot 10^3 \cdot (-131) \cdot (-131)}{8789,1 \cdot 10^6} + \frac{15.8 \cdot 10^6 \cdot (-131)}{8789,1 \cdot 10^6} = 7.07 \text{ MPa}$$

et raccourcissement unitaire:

$$\varepsilon_2 = \frac{7.07 \text{ MPa}}{29\,922 \text{ MPa}} = 236 \cdot 10^{-6}$$

où le module d'élasticité instantané du béton, $E_{c2} = 29\,922 \text{ MPa}$, défini à partir de l'équation (10-2) en fonction de la résistance du béton en compression à 7 jours, $f'_c = 46.5 \text{ MPa}$, obtenue à partir des essais au laboratoire.

La perte de précontrainte pour deuxième intervalle entre 7 et 28 jours après l'équation (10-13) :

$$\Delta P_{fb3}(t) = 236 \cdot 10^{-6} \cdot 1.704 \cdot 0.097 \cdot 204\,774 \cdot 1974 = 15.8 \text{ kN}$$

Intervalle III :

La force de précontrainte appliquée à la poutre:

$$P_3 = 1002.1 \text{ kN} - 15.8 \text{ kN} = 986.33 \text{ kN}$$

La contrainte appliquée au béton au niveau du centre de gravité de la poutre à partir de l'équation (10-3):

$$\sigma_{ba3} = \frac{986.33 \cdot 10^3}{187\,500} + \frac{986.33 \cdot 10^3 \cdot (-131) \cdot (-131)}{8789,1 \cdot 10^6} + \frac{15.8 \cdot 10^6 \cdot (-131)}{8789,1 \cdot 10^6} = 6.95 \text{ MPa}$$

et raccourcissement unitaire:

$$\varepsilon_3 = \frac{6.95 \text{ MPa}}{31\,882 \text{ MPa}} = 218 \cdot 10^{-6}$$

où le module d'élasticité instantané du béton, $E_{c3} = 31\,882\text{ MPa}$, défini à partir de l'équation (10-2) en fonction de la résistance du béton en compression à 28 jours, $f'_c = 54.8\text{ MPa}$, obtenue à partir de l'essais au laboratoire.

La perte de précontrainte pour le troisième intervalle entre 28 et 149 jours après l'équation (10-13) :

$$\Delta P_{fb3}(t) = 218 \cdot 10^{-6} \cdot 1.704 \cdot 0.243 \cdot 204\,774 \cdot 1974 = 36.5\text{ kN}$$

Par conséquent, la perte de précontrainte due au fluage est définie comme la somme des pertes pour chaque intervalle :

$$\Delta P_{fb}(t) = 61.9 + 15.8 + 36.5 = 114.2\text{ kN}$$

• Relaxation d'acier

Les pertes de contraintes par relaxation de l'acier de torons à base relaxation est données par l'équation (10-20) :

$$\Delta \sigma_n = \sigma_{in} \left(\frac{\log 24t_j - \log 24t_i}{45} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{in}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (10-20)$$

où

σ_{in} : Contrainte initiale après pertes élastiques instantanées

f_{py} : Contrainte de limite élastique de l'acier de précontrainte

$$(\text{=} 0.9 f_{pu} = 1674\text{ MPa})$$

t_i : Temps au début de l'intervalle à l'étude (= 1 jour)

t_j : Temps à la fin de l'intervalle à l'étude (= 149 jours)

Vue que la perte due à la relaxation d'acier est une fonction de la contrainte initiale dans les torons (σ_{in}), un rapport $\frac{\sigma_{in}}{f_{py}} \leq 0.55$ correspond à une perte négligeable.

Les états des contraintes initiales au chaque lit de torons après d'avoir considéré les pertes instantanées élastiques sont suivants :

$$\sigma_{in1} = 514.17 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{in1}}{f_{py}} = 0.31 \leq 0.55$$

$$\sigma_{in2} = 520.74 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{in2}}{f_{py}} = 0.31 \leq 0.55$$

$$\sigma_{in3} = 527.31 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{in3}}{f_{py}} = 0.32 \leq 0.55$$

$$\sigma_{in4} = 533.88 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{in4}}{f_{py}} = 0.32 \leq 0.55$$

$$\sigma_{in5} = 598.33 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{in5}}{f_{py}} = 0.36 \leq 0.55$$

Les pertes dues à la relaxation de l'acier de torons de précontraintes obtenue à partir de l'équation (10-20) sont considérées négligeable pour chaque lit de torons vu que le rapport $\frac{\sigma_{in}}{f_{py}} \leq 0.55$.

Le Tableau 10.1 présente les pertes de précontrainte dues à la perte élastique instantanée ainsi que les pertes différées.

Tableau 10.1 : Perte de précontrainte sur chaque lit des torons

Pertes Élastique	Pertes différées		Pertes Total
	Retrait	Fluage	
$\Delta P_1 = 37.0 \text{ kN}$	$\Delta P_1 = 13.06 \text{ kN}$	$\Delta P_1 = 31.1 \text{ kN}$	$\Delta P_1 = 81.1 \text{ kN}$
$\Delta P_2 = 34.4 \text{ kN}$	$\Delta P_2 = 13.06 \text{ kN}$	$\Delta P_2 = 28.9 \text{ kN}$	$\Delta P_2 = 76.4 \text{ kN}$
$\Delta P_3 = 31.8 \text{ kN}$	$\Delta P_3 = 13.06 \text{ kN}$	$\Delta P_3 = 26.7 \text{ kN}$	$\Delta P_3 = 71.6 \text{ kN}$
$\Delta P_4 = 29.2 \text{ kN}$	$\Delta P_4 = 13.06 \text{ kN}$	$\Delta P_4 = 24.5 \text{ kN}$	$\Delta P_4 = 66.8 \text{ kN}$
$\Delta P_5 = 3.5 \text{ kN}$	$\Delta P_5 = 13.06 \text{ kN}$	$\Delta P_5 = 3.0 \text{ kN}$	$\Delta P_5 = 19.6 \text{ kN}$
Total:			315.5 kN

Par conséquent, les états des contraintes dans chaque lit de torons avant la coupure des torons du premier lit sont suivants :

$$\sigma_1 = 402.4 \text{ MPa}$$

Ces valeurs de contraintes ont été introduites dans le logiciel A.I.S. pour reproduire le comportement des torons dans la poutre.

$$\sigma_2 = 414.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 426.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_4 = 438.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_5 = 558.3 \text{ MPa}$$

10.3 Résultats des analyses

Le programme des analyses vise à reproduire à l'aide du logiciel A.I.S les comportements des deux poutres testées dans la phase expérimentale Flexion 3 présentée aux chapitres 8 et 9.

10.3.1 Poutre L2B

Le graphique moment – courbure présenté à la Figure 10.5 compare le comportement de la poutre L2B lors de l'essai avec le modèle analytique sans tenir compte du glissement des torons. Les deux graphiques commencent à diverger à un moment d'environ 700 kN-m ce qui correspond au glissement des torons. Une résistance plus élevée de 13% a été constatée pour la poutre analytique (L2B-A.I.S) qui a présenté un mode de rupture différente par rapport à la poutre testée au laboratoire. La plastification des torons a été suivie par la rupture du béton en compression, tandis que la poutre expérimentale (L2B-Essai) rupture par le décollement des lamelles de composite. Une capacité plus élevée de 9% notée au point où la poutre expérimentale rupture n'est due qu'à la surévaluation provenant du modèle analytique. Cette surévaluation se base sur une série de phénomènes locaux tel que le glissement des torons, la perte progressive d'efficacité des barres de réparation ainsi que le décollement progressif du composite. Ces phénomènes n'ont été pas reproduits par le modèle analytique.

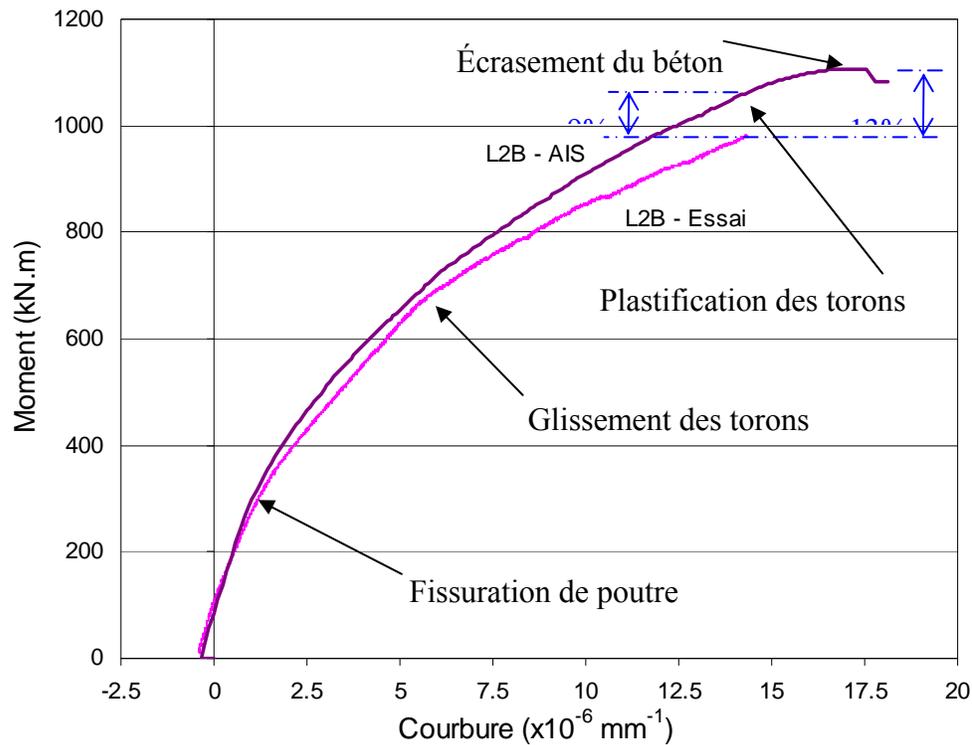


Figure 10.5:

Moment – courbure de la poutre L2B sans glissement de torons

Le modèle simulant le glissement des torons est présenté à la Figure 10.6. où le résultat présente une même surévaluation de 13% de la résistance flexionnelle que pour l'analyse sans glissement. Cependant, vu que les courbes commencent à diverger au point où le décollement du composite débute ainsi que la différence de 6% notée au point où la poutre expérimentale rupture, le comportement du modèle avec glissement est considéré plus juste. Par conséquent, la surévaluation de 6% est due au fait que la perte progressive d'efficacité des barres de réparation ainsi que le décollement progressif du composite n'ont été pas reproduits par le modèle analytique. Pour modéliser les phénomènes locaux, une série d'essais visant à quantifier le phénomène du glissement dans la zone réparée serait nécessaire. Toutefois, dans la présente étude cet aspect a été modélisé avec une approche générale afin de reproduire le comportement global de manière satisfaisante.

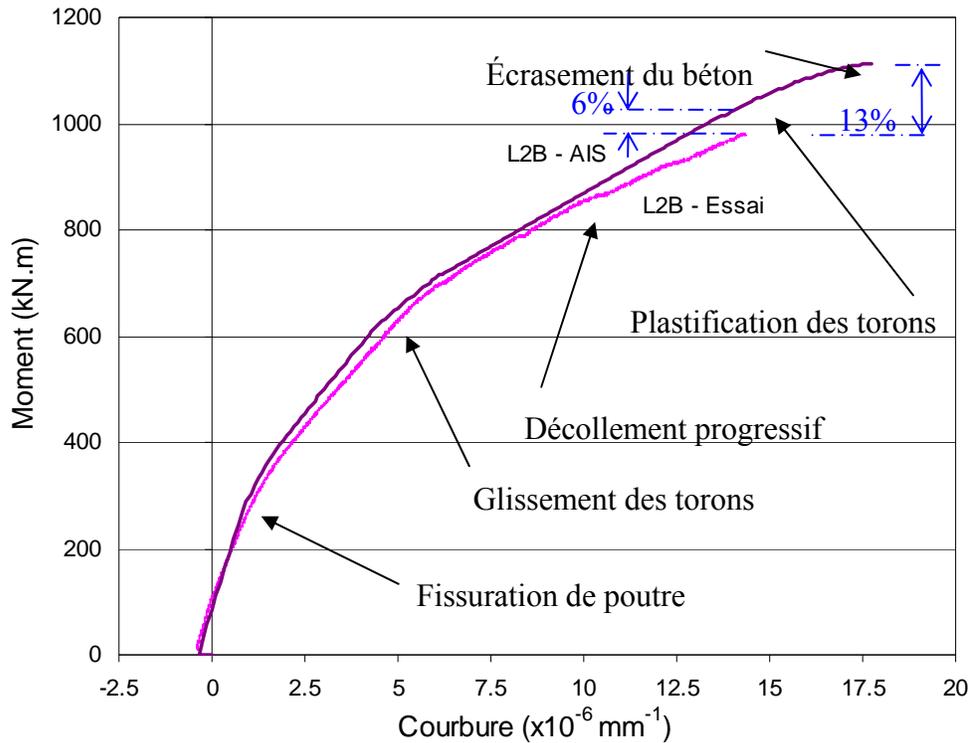


Figure 10.6: Moment – courbure de la poutre L2B avec glissement de torons

10.3.2 Poutre L3L

La poutre L3L est renforcée à l'aide de matériaux composites collés sur une surface préparée par des stries longitudinales. Vu que la fonction des stries est de renforcer l'interface composite-béton de façon locale et de repousser la rupture prématurée, la contribution de stries est déjà comprise dans ce modèle. Un contact parfait entre les éléments du béton et de l'interface de composite-béton (Figure 10.2) conduit à la simulation de comportement de poutre sans tenir compte d'une rupture prématurée. La Figure 10.7 présente la comparaison entre la courbe expérimentale et le modèle sans tenir compte de glissement des torons. Les deux graphiques commencent à diverger juste avant que le décollement débute. Jusqu'à ce point, la prévision faite par le modèle est juste. Le mode de rupture observé pour la poutre analytique (L3L - A.I.S.) met en évidence une rupture par écrasement du béton suite à la

plastification des torons, tandis que la poutre expérimentale (L3L – Essai) a suivie une rupture prématurée par décollement des lamelles de composite.

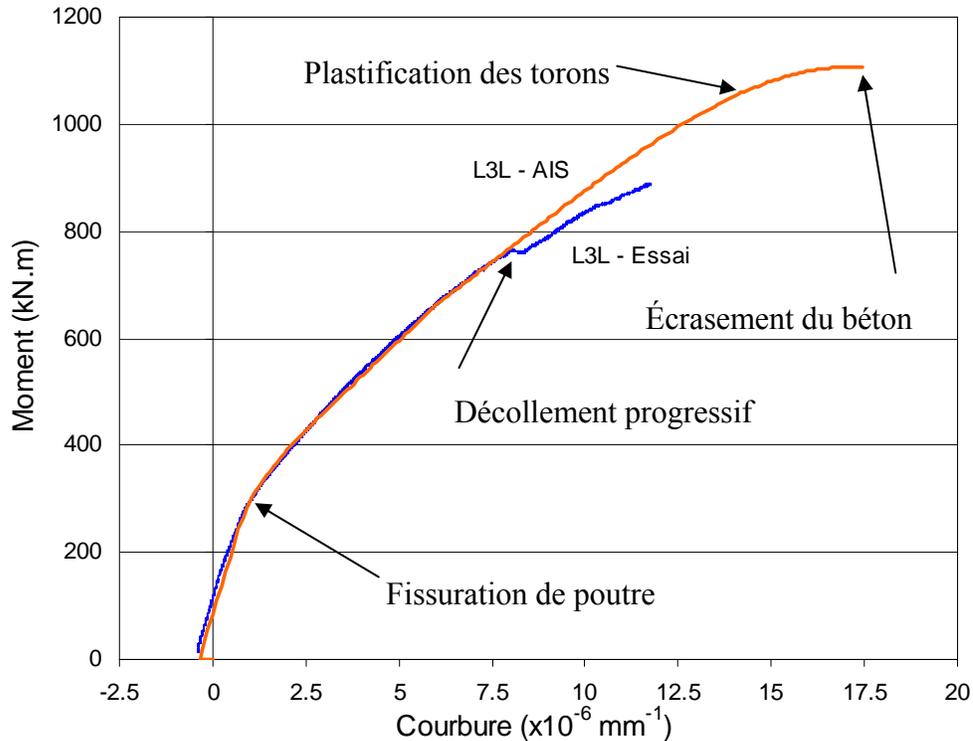


Figure 10.7:

Moment – courbure de la poutre L3L sans glissement de torons

La Figure 10.8 présente le modèle où le glissement des torons est pris en considération. Dans ce cas, la courbe analytique se sépare de la réponse expérimentale à 580 kN.m et passe légèrement sous de celle-ci. Par contre, la réponse expérimentale à la rupture converge vers la courbe analytique et révèle une capacité 32.5% inférieure en courbure par rapport à la capacité prédite par A.I.S. Cette différence est due à la rupture prématurée par décollement qui n'a pas été reproduite par la simulation. Malgré la rupture prématurée, la réponse analytique pour la poutre L3L s'avère plus juste en comparaison avec la poutre L2B où à la simulation s'ajoute à la barre de réparation.

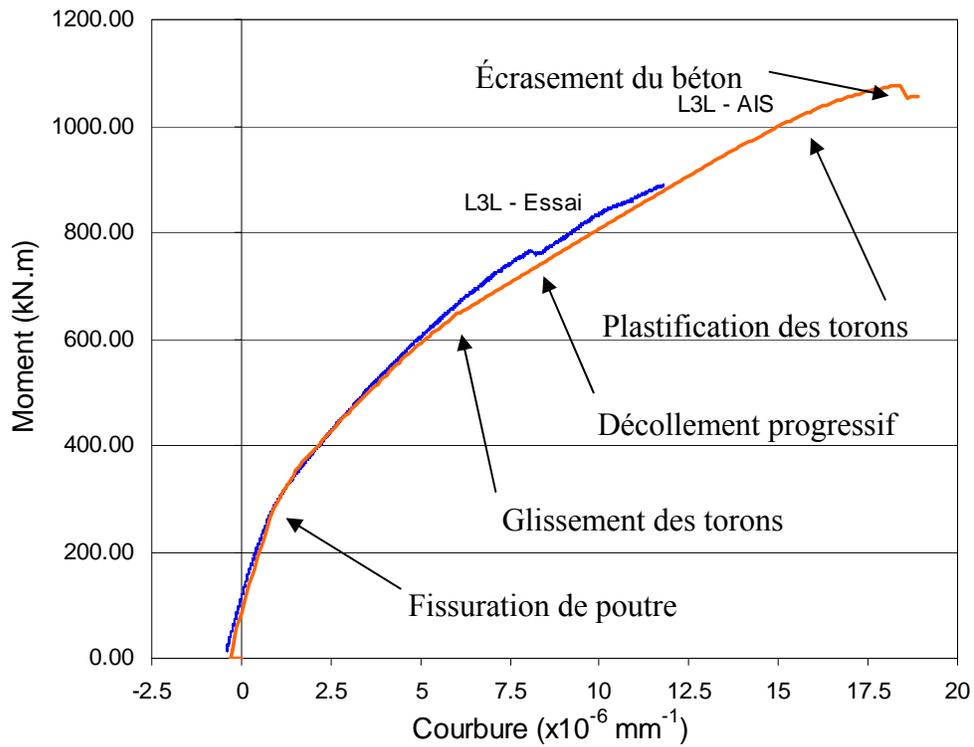


Figure 10.8: Moment – courbure de la poutre L3L avec glissement de torons

10.4 Étude paramétrique

Afin de démontrer l'efficacité de la méthode de renforcement par des lamelles de matériaux composites, une étude paramétrique a été réalisée à l'aide du logiciel A.I.S. Cette approche met en évidence le niveau de service d'une poutre endommagée par rapport à une autre intacte. Une série des critères établis par le Code S6-06 a été mise à la base de cette évaluation. Une fois détectée la condition où la poutre endommagée n'est plus conforme aux critères de service, différents niveaux de réparation sont étudiés. Par conséquent, une condition où la poutre endommagée et réparée ne peut plus atteindre le niveau de conformité, indiquera la limite d'efficacité de la technique de renforcement par matériaux composites.

À la lumière de travaux de réfection sur le pont Laviolette à Trois-Rivières, une poutre précontrainte de type AASHTO IV a été proposée par le MTQ comme l'objet de cette évaluation.

10.4.1 Critères de service d'une poutre

Dans le cadre de ce projet, les critères de service d'une poutre en béton précontrainte sont définis par les exigences du dernier code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-06). Ces sont les mêmes critères qui ont été employés par Folcher et Massicotte (2003). Les trois critères sont suivants :

- Compression résiduelle : Une compression résiduelle est exigée sous les charges permanentes au niveau du lit de torons inférieur ;
- Ouverture de fissure : La fissuration est permise sous les charges vives à l'état limite d'utilisation, l'ouverture moyenne des fissures étant limitée à 0.15 mm;
- Fatigue : La variation de contrainte au niveau du lit de torons inférieurs ne doit pas excéder 125 MPa pour les états limites de fatigue.

10.4.2 Paramètres d'évaluation

Afin de révéler les plages d'efficacité d'une poutre renforcée par matériaux composites, deux paramètres d'influence sont évalués :

- le niveau d'endommagement de la poutre ;
- le niveau de renforcement de la poutre endommagée.

Les mêmes caractéristiques d'endommagement du béton ainsi que du coulis de réparation sont utilisés respectivement pour toutes les poutres endommagées et réparées. La quantité des torons perdus indique le niveau d'endommagement.

Dans cette approche les poutres endommagées ne sont réparées que par renforcement passif (sans précontrainte) à l'aide des lamelles en fibres de carbone de type CarboDur S1012 (Sika Construction) d'une section nominale de 120 mm^2 , collées à la surface du béton. La quantité de lamelles du composite est l'unique paramètre représentant le niveau de réparation.

10.4.3 Description de la Poutre

La Figure 10.9 montre la configuration de la poutre AASHTO IV qui a été adoptée pour cette étude paramétrique. Une dalle en béton de 1 400 mm de largeur et 165 mm d'épaisseur repose sur la semelle supérieure de la poutre. Ce type de poutre est couramment utilisé pour les travées de pont d'une portée entre 24 et 34 m.

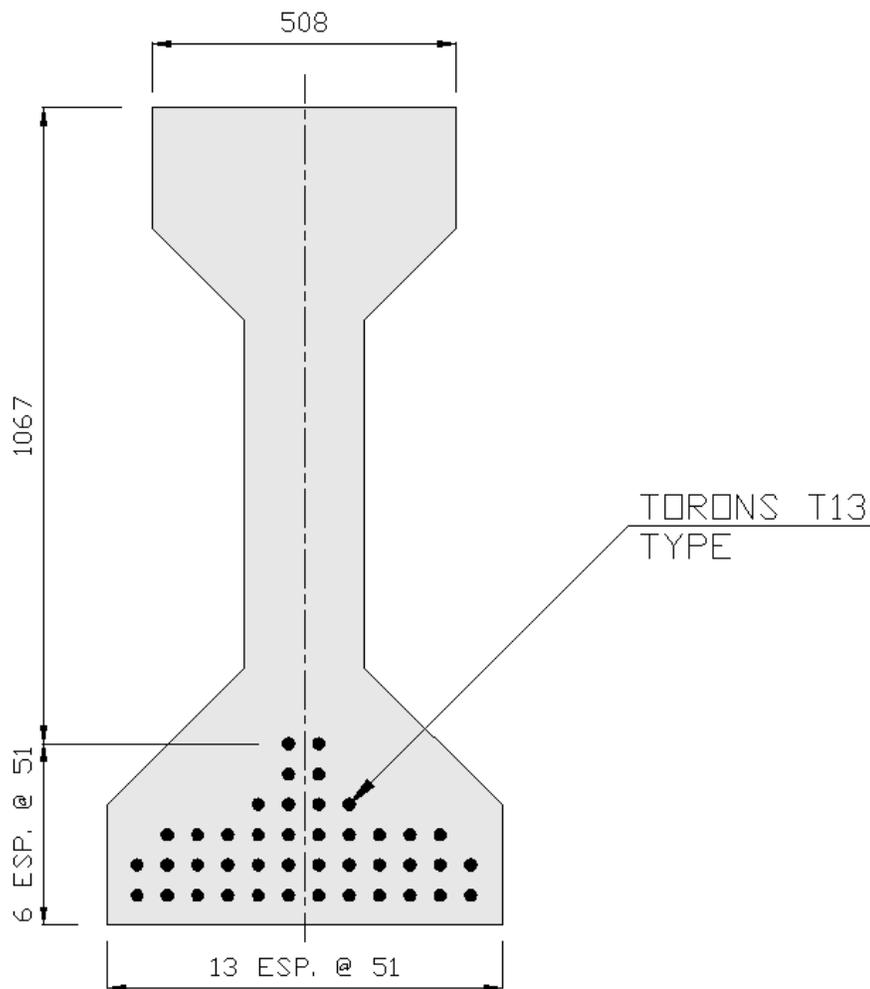


Figure 10.9: Configuration de la poutre AASHTO IV

10.4.4 La technique de modélisation

Afin d'avoir une simulation juste, les matériaux sont présentés par des modèles employés dans la validation des essais de la phase flexion 3 (section 10.3). Par contre, un modèle sans glissement est employé pour les torons de précontraintes. Comme les propriétés réelles des matériaux sont inconnues, les valeurs nominales, présentées au Tableau sont adoptées pour les modélisations avec le logiciel A.I.S.

Tableau 10.2 : Propriétés nominales des matériaux à modéliser

Matériau	Propriétés nominales
Béton de la poutre	$E_c = 30\ 000\ \text{MPa}$; $f'_c = 50\ \text{MPa}$
Béton de réparation	$E_c = 23\ 500\ \text{MPa}$; $f'_c = 25\ \text{MPa}$
Acier des torons Toron à base relaxation - T13	$E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$; $f_u = 1860\ \text{MPa}$
Matériau composite CarboDur S1012 (Sika Construction)	$E_{FRP} = 165\ 000\ \text{MPa}$; $f_u = 2500\ \text{MPa}$

Vu que le même type de colle époxyde structural en pâte Sikadur 30 (Sika Construction) a été utilisé dans toutes les phases expérimentales et analytiques du présent projet, l'interface adhésive n'est présentée que par le modèle de comportement global et associé au matériau composite. Dans le cas où les propriétés de colle venaient à être modifiées, un autre modèle devrait être développé afin de simuler adéquatement le comportement de l'interface béton-colle-composite.

Les pertes de précontrainte dues au retrait, fluage et relaxation d'acier sont évalués pour 40 ans d'après la recommandation du CSA-S6-06. La contrainte due aux pertes différées est déterminée comme 187 MPa ce qui représente 13.4% de la contrainte initiale. Vu que les pertes différées causées par fluage du béton et relaxation de l'acier sont en relation directe avec la charge appliquée à la poutre, la présence de la dalle en béton est prise en compte pour cette évaluation. Le moment dû au poids propre de la poutre est égal à 1403 kN-m, alors que le moment provenant des poids de la dalle et les éléments complémentaires (enrobé,

diaphragme, etc.) ajoutés lors de la construction est de 1038 kN-m. La contrainte initiale dans les torons de 1395 MPa est définie comme 75% de valeurs de la contrainte ultime f_{pu} égale à 1860 MPa. Les pertes élastiques (116 MPa – 8.3%) sont prises en compte au début des analyses. Celles-ci sont déduites de la contrainte initiale afin d'introduire la contrainte résultante directement dans le logiciel. Les autres pertes seront spécifiées plus loin.

10.4.5 Charges appliquées

Afin de réaliser une analyse représentative du point de vue l'historique des efforts, les chargements sont séparés selon la séquence de leurs applications.

Les moments du au poids propre sont les suivants :

1) Poutre AASHTO Type IV :

$$M_{D-POUTRE} = \frac{0.509 \cdot 24.5 \cdot 30^2}{8} = 1403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) Dalle en béton de 165 mm x 1400 mm :

$$M_{D-DALLE} = \frac{0.165 \cdot 1.4 \cdot 24.0 \cdot 30^2}{8} = 624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) Enrobé bitumineux de 65 mm x 1400 mm:

$$M_{D-ENROBE} = \frac{0.065 \cdot 1.4 \cdot 23.5 \cdot 30^2}{8} = 241 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) Diaphragme (trois demi diaphragmes pour poutre extérieure à 7.5 m sur longueur) :

$$M_{D-DIAPHRAGME} = \frac{1.143 \cdot 0.225 \cdot 1.4 \cdot 24}{2} \cdot \left(7.5 + \frac{15}{2}\right) = 65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5) Deux chasse-roues :

$$M_{D-CH-R} = \frac{2 \cdot 0.45 \cdot 0.3 \cdot 24 \cdot 30^2}{11 \cdot 8} = 66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) Deux glissières:

$$M_{D\text{-GLISS}} = \frac{2 \cdot 0.5 \cdot 30^2}{11 \cdot 8} = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7) Deux trottoirs:

$$M_{D\text{-TROT}} = \frac{2 \cdot 0.7 \cdot 0.1 \cdot 24 \cdot 30^2}{11 \cdot 8} = 34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pour déterminer les efforts de flexion dus aux différents états limites, les conditions de la surcharge routière de voie CL-625 selon les prescriptions de la norme CAN/CSA-S6 ont été appliquées.

Le moment fléchissant dû à la charge vive d'un camion sur une voie est égale à 3791 kN-m. En prenant en compte les facteurs d'essieu les valeurs des moments sont les suivantes pour une poutre de rive:

$$M_{\text{ÉLUL}} = 0.39 \cdot 3791 = 1479 \text{ kN} \cdot \text{m} ;$$

$$M_{\text{ÉLUT}} = 0.9 \cdot 0.39 \cdot 3791 = 1331 \text{ kN} \cdot \text{m} ;$$

$$M_{\text{ÉLUF}} = 0.43 \cdot 3791 = 1630 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.4.6 Scénario de simulation

Un scénario de simulation a été développé pour reproduire la séquence des événements historiques suivis par une poutre précontrainte le long de sa vie. Les étapes de la fabrication, l'endommagement et la réparation reproduites par le logiciel mettent en évidence différents états de contrainte et permettent d'évaluer les états limites d'utilisation de structure en fonction des critères établis par le code S6-06. Le scénario utilisé est le même que dans le projet de Folcher (2002) :

- Mise en tension initiale des torons : $f_{pil} = 1395 - 116 = 1279 \text{ MPa}$;
- Coulée du béton de la poutre : $M_{D1} = 1403 \text{ kN.m}$;

- Coupure des torons : pertes élastique de précontrainte;
- Fin de la construction: $M_{D2} = 1040 \text{ kN.m}$;
- Pertes différées de précontrainte dues au retrait, au fluage et à la relaxation : $\Delta f_p = -187 \text{ MPa}$ ce qui donne une contrainte finale dans les torons de 1092 MPa , soit $0.59 f_{pu}$;
- Endommagement;
- Réparation du bloc de béton endommagé;
- Renforcement par composite;
- Application d'un moment du aux charges routières.

10.4.7 Discussions des résultats

Pour établir la limite d'applicabilité de la technique de renforcement la quantité des torons endommagés a été augmentée jusqu'à ce qu'un des trois critères d'efficacité ne soit plus respecté. Le Tableau 10.4 présente les résultats de cette analyse. La poutre est toujours conforme avec 12 torons coupés au premier lit (100% du lit) et 7 torons coupés au deuxième lit (58% du lit). L'endommagement du huitième toron au deuxième lit marque la limite de conformité, car lors du chargement de fatigue la variation des contraintes dans les torons dépasse 125 MPa (lit de torons inférieurs effectifs).

Les fibres inférieures du béton restent comprimées sous l'effet de la charge permanente, les valeurs de déformation sont présentées au Tableau 10.4 (négative en compression – convention de A.I.S.). Ceci veut dire que les conditions d'ouverture de fissure ne se sont pas présentées lors de cette configuration d'endommagement.

La conformité au critère d'ouverture de fissure sous la charge à l'état limite d'utilisation a été effectuée à l'aide de l'approche proposée par Folcher et Massicotte (2003) qui se base sur les équations de l'Eurocode. Par conséquent pour la poutre intacte de la présente étude, un espacement de fissures égal à 114 mm conduit à une déformation de 830×10^{-6} qui correspond à l'ouverture de fissure de 0.15 mm . Le Tableau 10.3 présente des valeurs de déformations sur béton pour une ouverture de fissure de 0.15 mm selon l'état de la poutre.

Tableau 10.3: Déformation dans béton pour une ouverture de 0.15 mm

État de la poutre	Espacement des fissures en mm	Déformation pour l'ouverture des fissures de 0.15 mm
Intacte	114	830×10^{-6}
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit - 7 torons	210	451×10^{-6}
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit - 8 torons	220	429×10^{-6}
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit - 9 torons	232	408×10^{-6}

Pour les poutres réparées avec le composite, l'espacement des fissures sera moindre par rapport à une poutre sans tel renforcement. Par conséquent, c'est une approche conservatrice vu que la présence du composite n'a pas été prise en compte. Par contre, cette limite n'a été jamais franchie dans le cadre de cette analyse c'est pourquoi une approche plus raffinée n'est pas requise.

La Figure 10.10 présente le comportement de la poutre intacte lors de la simulation de la séquence des événements historiques le long de sa vie. Par contre, le comportement ultime n'est pas inclus dans cette image.

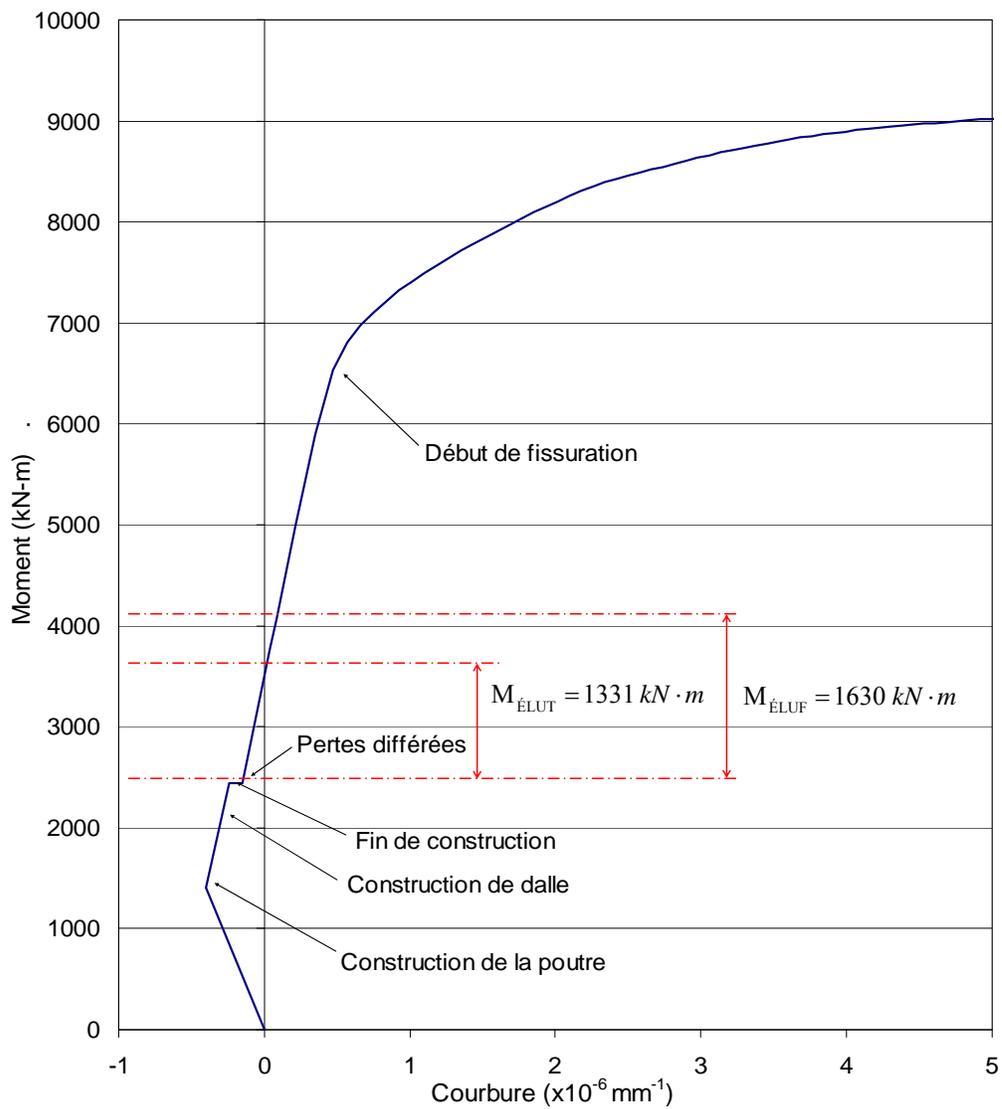


Figure 10.10: Comportement de la poutre intacte lors de simulation

Tableau 10.4: Vérification des critères de service

	D 2441 kN-m	D + L_{fatigue} 4071 kN-m	D + L_{utilisation} 3772 kN-m	Observations
État de la poutre	Contrainte, MPa			
Intacte	1101.1 ($\epsilon=-361 \times 10^{-6}$)	1137.3 $\Delta\sigma=36.1$	1130.7 ($\epsilon=-197 \times 10^{-6}$)	
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit - 7 torons Non renforcée	1150.9 ($\epsilon=-71 \times 10^{-6}$)	1271.9 $\Delta\sigma=120.9$	1203.3 ($\epsilon=196 \times 10^{-6}$)	Renforcement non requis
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit – 8 torons Non renforcée	1155.0 ($\epsilon=-48 \times 10^{-6}$)	1343.5 $\Delta\sigma=188.5$	1227.8 ($\epsilon=325 \times 10^{-6}$)	Renforcement requis

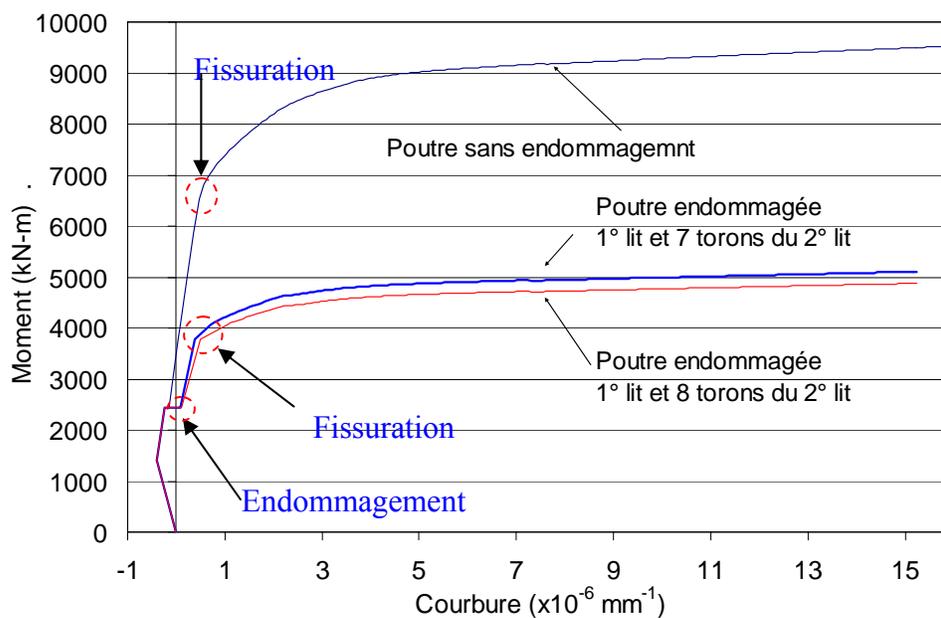


Figure 10.11: Comportement des poutres endommagées

La Figure 10.11 compare la réponse des poutres endommagées par rapport à une poutre intacte. Il faut remarquer que la zone graphique indique que la conformité sous la charge de l'état limite de fatigue se trouve entre 2443 kN-m et 4073 kN-m. Le début de fissuration pour les deux poutres endommagées se situe dans cette région. Malgré cette observation, c'est la variation de contrainte de fatigue qui contrôle la borne de conformité.

Le Tableau 10.5 met en évidence l'effet du renforcement pour la poutre avec 20 torons coupés (12 torons au 1° lit et 8 torons au 2° lit). Les cinq lamelles en fibre de carbone constituent le renforcement de la poutre par composite. Cette configuration est présentée à la Figure 10.12

Tableau 10.5: Efficacité de la méthode de renforcement – 20 torons coupés

	D 2443 kN-m	D + L_{fatigue} 4073 kN-m	D + L_{utilisation} 3774 kN-m	Observations
État de la poutre	Contrainte, MPa			
Intacte	1101.1 ($\epsilon = -361 \times 10^{-6}$)	1137.3 $\Delta\sigma = 36.1$	1130.7 ($\epsilon = -197 \times 10^{-6}$)	
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit – 8 torons Non renforcée	1155.0 ($\epsilon = -48 \times 10^{-6}$)	1343.5 $\Delta\sigma = 188.5$	1227.8 ($\epsilon = 325 \times 10^{-6}$)	Renforcement requis
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit – 8 torons. Renforcée : 5 x 120 mm ²	1155.0 ($\epsilon = -48 \times 10^{-6}$)	1261.2 $\Delta\sigma = 106.2$	1200.2 ($\epsilon = 218 \times 10^{-6}$)	Renforcement efficace

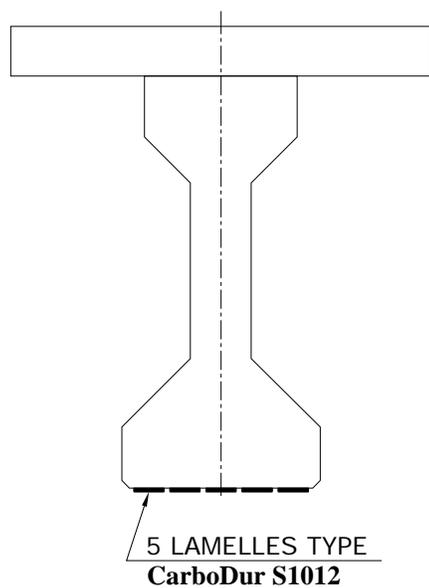


Figure 10.12: Configuration de renforcement par cinq lamelles

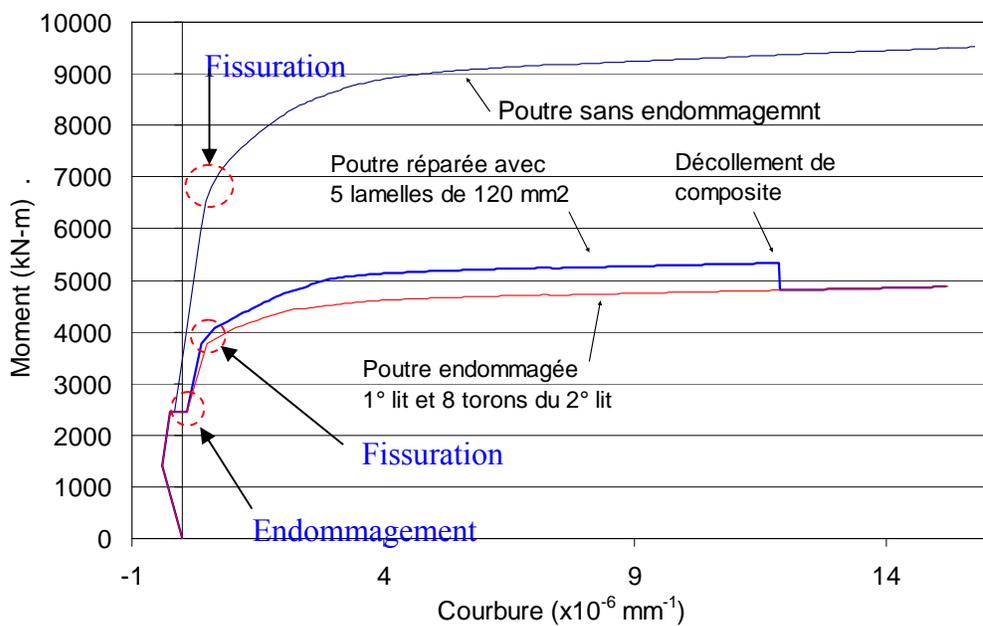


Figure 10.13: Comportement de la poutre endommagée et la poutre réparée

La Figure 10.13 compare le comportement de la poutre endommagée avec celui de la poutre réparée. Le niveau du renforcement appliqué pour la poutre avec 20 torons coupés répond bien aux attentes visant à respecter les trois critères de conformité.

Tableau 10.6: Efficacité de la méthode de renforcement – 21 torons coupés

	D 2443 kN-m	D + L_{fatigue} 4073 kN-m	D + L_{utilisation} 3774 kN-m	Observations
État de la poutre	Contrainte, MPa			
Intacte	1101.1 ($\varepsilon=-361 \times 10^{-6}$)	1137.3 $\Delta\sigma=36.1$	1130.7 ($\varepsilon=-197 \times 10^{-6}$)	
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit –9 torons. Renforcée : 5 x 120 mm ² ;	1159.1 ($\varepsilon=-25 \times 10^{-6}$)	1321.2 $\Delta\sigma=162.1$	1222.1 ($\varepsilon=343 \times 10^{-6}$)	Renforcement requis
Endommagée : 1 lit – 12 torons; 2 lit –9 torons. Renforcée : 5 x 120 mm ² ; 2 x 120 mm ²	1111.3 ($\varepsilon=-29 \times 10^{-6}$)	1244.1 $\Delta\sigma=132.8$	1166.9 ($\varepsilon=297 \times 10^{-6}$)	Renforcement requis

Pour approfondir cette approche, un neuvième toron a été coupé au deuxième lit de la poutre renforcée par des cinq lamelles collées à la semelle inférieure. Le Tableau 10.6 révèle les résultats de cette analyse. Un renforcement composé des cinq lamelles devient inefficace. En conclusion, un renforcement additionnel est requis. Par contre, deux lamelles additionnelles collées à la surface latérale de la semelle inférieure ne sont pas capables de la rendre conforme. C'est toujours la variation de contrainte sous la charge de l'état limite de fatigue qu'indique à la déficience de la poutre. La Figure 10.14 présente la configuration du renforcement par sept lamelles. Vu que la géométrie de la poutre ne permet plus d'ajouter des

lamelles à la semelle inférieure, cette configuration est considérée finale pour un positionnement efficace d'un renforcement passif de ce type.

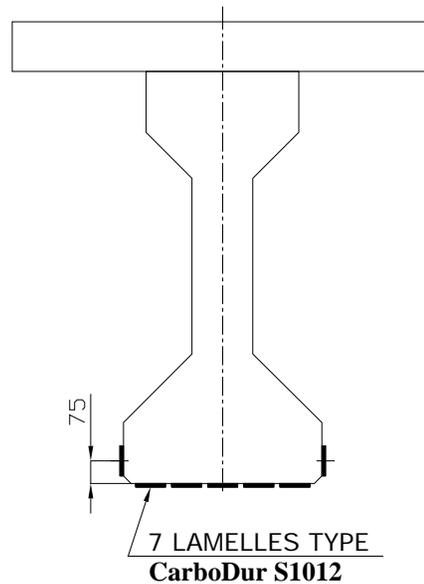


Figure 10.14: Configuration de renforcement par sept lamelles

En résumant les résultats de la dernière analyse, il est pertinent d'affirmer que la borne d'efficacité de ce type de renforcement a été établie. Par contre, un autre type de lamelle avec les propriétés différentes pourrait offrir plus de marge d'efficacité pour un renforcement passif. Une autre solution pour élargir le champ d'efficacité consisterait à employer une méthode de précontrainte pour des lamelles en composite.

10.5 Conclusion sur les études analytiques et paramétriques

Ce chapitre a été divisé en deux sections. La première section porte sur une comparaison entre les études analytiques par rapport au comportement réel, alors que la deuxième section présente une étude paramétrique qui vise à déterminer le niveau d'efficacité d'un renforcement passif par composite. Les deux analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel A.I.S.

10.5.1 Analyses analytiques à l'aide du logiciel A.I.S.

À la lumière des résultats des analyses présentés dans ce chapitre, une validation du logiciel A.I.S. a été effectuée. Les deux poutres testées à la phase de flexion 3 ont été simulées à l'aide du logiciel.

Les simulations ont été réalisées à l'aide de deux approches différentes. La première approche ne reproduisait pas le phénomène du glissement des torons dans le béton. Par conséquent, les résultats obtenus présentent une surévaluation en charge. Alors, que pour la deuxième approche, le phénomène du glissement de torons a été simulé à l'aide du modèle proposé par Folcher et Massicotte (2003). Cette approche a démontré une réponse analytique assez juste par rapport au comportement noté lors des essais.

Par contre, ces réponses pourraient être raffinées encore si le comportement de l'ensemble béton-colle-composite était quantifié de façon analytique. Malgré les cinq jauges installées sur lamelle du composite, la lecture des déformations captées ne présente qu'une réponse locale. C'est pourquoi plusieurs phénomènes tels que la propagation du décollement ou la rupture prématurée sont ignorés par la réponse du logiciel. Par contre, ces phénomènes peuvent être présentés d'une façon indirecte si ce type de comportement était calibré lors de simulation. Vu que le logiciel A.I.S. possède une interface ouverte et que la bibliothèque des matériaux peut être élargie facilement, la justesse de simulation pourra être améliorée en fonction des attentes de l'utilisateur. C'est pourquoi, le logiciel A.I.S. s'avère un outil juste et versatile.

10.5.2 Analyses paramétriques

Une série d'analyses a été réalisée à l'aide du logiciel A.I.S. afin de déterminer les limites d'efficacité d'un renforcement passif réalisé par collage des lamelles en fibre de carbone. Les analyses ont été effectuées sur une poutre précontrainte du type AASHTO IV. Cet exemple a été tiré du pont Laviolette à Trois-Rivières.

Tout d'abord, une borne des conditions associées aux états limites d'utilisation d'une poutre précontrainte endommagée a été déterminée en fonction de trois critères de conformité tirés du code S6-06. Ces critères sont moins sévères pour une poutre endommagée par rapport à une conception neuve, c'est pourquoi une ouverture de fissure égale à 0.15 mm est permise

sous la charge de l'état limite d'utilisation. Par contre, c'est le critère de la variation de contrainte dans les torons égale à 125 MPa sous la charge de l'état limite de fatigue, qui gouvernait dans tous les cas sur la détermination du niveau d'efficacité de la poutre à l'étude.

Par conséquent, une deuxième borne a été établie pour identifier la limite maximale du niveau du renforcement passif. Cette limite a été définie en fonction de la disponibilité de surface de semelle pour coller des lamelles en composite. C'est-à-dire, une carence de telle surface pour coller une autre lamelle requise par des conditions de conformité dénote que la limite d'efficacité de la méthode de renforcement est atteinte.

De cette façon, la poutre avec tous les torons coupés au premier lit et 8 torons coupés au deuxième lit est la seule condition où le renforcement était requis et efficace. Malgré cette marge étroite de l'applicabilité du renforcement par composite, il convient aussi de préciser que cette limite n'a été établie que pour une lamelle de type CarboDur S1012 dans une condition de renforcement passif. Il est certain qu'une autre configuration de la poutre précontrainte ainsi que le changement de la méthode de renforcement peuvent changer la marge d'efficacité d'une façon considérable.

Dans l'hypothèse que dans la perspective d'augmenter la durabilité des structures, le critère d'ouverture de fissure pourrait devenir plus sévère, la limite de conformité de poutre en service pourrait être changée. Par voie de conséquence, la plage d'applicabilité d'un renforcement en composite sera élargie de façon considérable.

CHAPITRE 11 CONCLUSION

11.1 Généralités

À la lumière des résultats du présent projet, plusieurs hypothèses concernant la technique de renforcement de poutres précontraintes par composite de fibre de carbone ont été vérifiées. Quatre phases expérimentales ont été réalisées afin d'analyser différents aspects de renforcement et de raffiner une technique efficace. Deux logiciels de modélisation par éléments finis, ADINA et ABAQUS (voir référence Nour 2007), ont été employés afin de reproduire les phénomènes observés pendant les essais et bien comprendre la nature de ces derniers.

Des études présentées dans ce rapport portent sur l'efficacité des différentes techniques employées pour la réhabilitation de poutres précontraintes endommagées par un renforcement passif en matériau composite de fibre de carbone collé sur la face du béton en traction. Malgré que ce sujet ait été largement étudié par plusieurs chercheurs du monde entier, le phénomène de rupture prématurée au niveau du contact entre le béton et le composite suscite toujours des interrogations à propos de la fiabilité et de la limitation de telles méthodes.

Dans la présente étude, cette problématique a été abordée à différents niveaux tels que celui qui concerne la réparation d'une zone endommagée (béton de réparation, chevauchement de torons coupés, géométrie de la zone à réparer, etc.) ou encore la technique de collage du composite (longueur d'ancrage, préparation de surface par des stries pour augmenter la surface de contact, module d'élasticité de colle, répartition uniforme de lamelles sur la largeur de poutre, etc.).

Une technique pratique et efficace avec une série de recommandations a été retenue comme résultat du présent projet. Une série de vérifications du comportement de deux poutres réparées de la troisième phase en flexion ainsi que les études paramétriques sur une poutre précontrainte du type AASHTO IV ont été réalisées à l'aide du logiciel A.I.S. à la fin du projet.

11.2 Résultats du programme expérimental

C'est grâce aux quatre phases expérimentales que les hypothèses proposées ont été vérifiées et que plusieurs détails ont été mis en évidence à partir des résultats et des observations.

11.2.1 Phase des essais en traction directe

Dans la phase des essais en traction directe, huit spécimens avec différentes configurations de surface à coller, ainsi qu'une série avec des types de préparation de surface par des trous ou des stries, ont été exploités. Cette étape a mis en évidence deux aspects de solution pratique, soit éviter la rupture de coins à l'extrémité de la zone endommagée et augmenter la surface de contact grâce aux stries coupées dans la surface du béton.

11.2.2 Phase 1 des essais en flexion

En complément des solutions intéressantes tirées des essais en traction directe, une série d'essais en flexion sur la poutre devait être réalisée afin de vérifier différents aspects du comportement. Partant de ce fait, les trois phases des essais en flexion ont été introduites.

La première phase des essais en flexion a permis de remarquer les aspects suivants :

- La technique de préparation de surface du béton par des stries longitudinales est efficace et celle-ci s'avère une solution intéressante pour repousser ou éliminer complètement la rupture prématurée.
- Le mécanisme de fissuration influence directement la résistance ultime de la structure réparée avec des lamelles de composite. La concentration des efforts au droit des fissures est la cause de la rupture de l'interface entre le composite et le béton. La distance et l'uniformité de répartition des fissures sont liées à la magnitude des efforts sur la lamelle.
- Plus le béton est rigide, plus la concentration des efforts est importante à l'endroit des fissures.
- Le phénomène de détachement du coin en béton au droit de la fissure a été complètement éliminé lors des essais de cette phase. La technique d'isolation locale de lamelle de composite et du béton au moyen de papier autocollant au droit de l'entaille

permet d'éliminer les efforts tangentiels transmis au béton par le composite qui travaille en traction.

11.2.3 Phase 2 des essais en flexion

La deuxième phase des essais en flexion a proposé la mise au point de deux techniques de réparation à l'aide du matériau composite sans avoir une rupture prématurée. Ces techniques ont permis d'exploiter la pleine capacité du matériau composite.

- La technique de réparation de la zone endommagée à partir de chevauchement de torons coupés. Il s'agit d'une solution pour éviter la discontinuité flexionnelle vis-à-vis les torons coupés.
- La technique de collage du composite à la surface du béton renforcé par des stries longitudinales. Cette solution permet d'augmenter la résistance de l'interface de collage en augmentant la surface de contact.

Une série de préparations doit accompagner les deux techniques de réparation afin d'assurer la qualité des travaux de réhabilitation. Une liste des recommandations à suivre lors de l'application des méthodes de renforcement d'une poutre endommagée est présentée par la suite.

Dans l'optique d'atteindre une réparation efficace, la combinaison des deux techniques mentionnées ci-dessus est recommandée. Malgré cette recommandation et vu que l'application de la technique de chevauchement de torons endommagés n'est pas toujours faisable à cause de l'espace réduit lors de l'installation de barres, une alternative telle qu'un collage renforcé par des stries reste une alternative intéressante pour les problèmes de réhabilitation de structures à l'aide de matériaux composites.

11.2.4 Phase 3 des essais en flexion

La troisième phase des essais en flexion a validé l'application des deux techniques de réparation proposées lors de la deuxième phase en flexion, ces techniques étant utilisées de façon indépendante pour la poutre précontrainte. Malgré le comportement similaire à la deuxième phase des essais en flexion, lors de la troisième phase la rupture contrôlée par

décollement des lamelles du composite a été observée pour les deux techniques. Une série d'analyses réalisées dans le chapitre 10 pour les deux poutres testées dans la phase flexion 3, indique que la capacité théorique ultime n'a pas été atteinte pendant les essais. La poutre renforcée par la technique des barres chevauchées a présenté une résistance de 13% plus faible par rapport à la prévision théorique (A.I.S.). Par contre, la plastification de torons a été remarquée à la rupture.

La technique de renforcement par des stries longitudinales a augmenté la résistance de l'interface de collage de 14 % par rapport à la poutre avec collage ordinaire sans renforcement. La technique de renforcement avec chevauchement de torons endommagés a présenté, quant à elle, un gain en résistance de 26% par rapport à la poutre avec collage ordinaire sans renforcement. Par conséquent, cette dernière technique est considérée comme l'option la plus efficace.

Les deux techniques de renforcement d'une région endommagée évaluée dans la phase flexion 3 ont montré une efficacité concluante pour la plage de service. Un mécanisme de fissuration différent pour chaque spécimen a été noté lors des essais.

En faisant la comparaison entre les différents comportements des spécimens réparés lors de la deuxième et de la troisième phase des essais en flexion, on peut conclure que la contribution apportée par le renforcement sur la rigidité générale des spécimens est déterminante pour éviter une rupture prématurée. De cette façon, on trouve que le changement de rigidité entre les différentes techniques pour une poutre fissurée est beaucoup plus importante pour la phase 2, que pour la phase 3 durant laquelle les trois poutres suivent presque la même pente jusqu'à la rupture avec un faible décalage croissant lorsque renforcement est plus important. Ceci donne des informations sur la marge d'efficacité de la méthode de renforcement à l'aide de lamelles en fibre de carbone.

11.3 Recommandations

Dans l'optique de proposer une méthode de renforcement efficace, les deux techniques de réparation proposées à la fin du présent projet doivent être appliquées en tenant compte d'une série de considérations importantes proposées par la suite.

1) La préparation de la zone à réparer :

- En ce qui concerne la géométrie de la zone à réparer, les deux surfaces latérales doivent éviter tous changements brusques. Dans cette optique, les angles droits doivent être évités pour un changement de forme plus graduel, en visant un angle autour de 45 degrés pour éviter le phénomène de détachement du coin en béton à l'endroit des fissures longeant les joints froids.
- Les torons endommagés doivent pénétrer dans le béton de réparation à une distance permettant de chevaucher chacun d'eux (si applicable) avec une barre d'armature afin d'éloigner des joints froids pour réduire la concentration des efforts dans la zone de transfert.
- Il faut appliquer un renforcement (si applicable) en treillis d'acier autour des torons chevauchés par des barres de réparation, sur toute la largeur le long de la zone endommagée, afin d'assurer une transition graduelle des efforts et par conséquent, diminuer l'ouverture des fissures critiques.

2) Le béton de réparation :

- Un béton de réparation ayant un module d'élasticité moindre que le béton existant de la poutre doit être utilisé afin de diminuer l'ouverture des fissures critiques au joint froid de chaque côté de la zone réparée.
- La surface de béton de la zone endommagée doit être travaillée à l'aide d'un marteau piqueur pour éviter des zones de faiblesse à l'interface des bétons et pour augmenter l'adhérence du béton de la poutre avec le béton de réparation.
- Un béton autoplacant est requis pour éviter l'apparition de zones de faiblesse dans la région réparée et pour faciliter la mise en place du béton. Dans le cas contraire, l'application d'un système de vibration externe ou interne serait indispensable.
- Dans le cadre du présent projet, l'application d'un adjuvant réducteur de retrait a été retenue comme étant une solution efficace pour réduire le phénomène de retrait du béton de la zone réparée.

- La zone réparée doit être soumise à un mûrissement humide de sept jours pour prévenir l'apparition des fissures dues au retrait qui a lieu suite à la mise en place du béton de réparation. L'utilisation d'un adjuvant d'accélération de prise du béton est fortement suggérée si un tel mûrissement ne peut être appliqué.

3) *Le collage des lamelles en matériaux composites :*

- La surface de béton destinée au collage des matériaux composites doit être préparée à l'aide d'un traitement au jet de sable afin d'augmenter la capacité d'ancrage et éviter des zones de faiblesse du béton.
- La préparation des stries (si applicable) se réalise après avoir appliqué la préparation par jet de sable. Un nettoyage par jet d'eau est suggéré par la suite.
- Le collage des matériaux composites se réalise en suivant les recommandations de fournisseurs de ces produits afin d'assurer une résistance nominale ainsi qu'un renforcement de qualité.

11.4 Efficacité de la méthode du renforcement par matériaux composites

L'utilisation de matériaux composites doit être sujette à une évaluation détaillée dans chaque cas où de tels matériaux sont requis. Une telle évaluation doit être basée sur la question d'efficacité et de faisabilité d'un renforcement qui réponde aux critères de la serviabilité de la structure à réparer.

L'adaptation des critères de conformité employés dans le cadre du présent projet s'avère une méthode fiable pour établir les limites d'efficacité pour chaque cas particulier de renforcement de structure.

- Une compression résiduelle est exigée sous les charges permanentes au niveau du lit inférieur de torons;
- La fissuration est permise sous les charges vives à l'état limite d'utilisation, l'ouverture moyenne des fissures étant limitée à 0.15 mm;

- La variation de contrainte au niveau du lit inférieur de torons ne doit pas excéder 125 MPa pour les états limites de fatigue.

Lors des études paramétriques réalisées dans le chapitre 10, c'est le critère de variation de contrainte sous la charge correspondant à l'état limite de fatigue qui avait établi la limite d'efficacité. Par contre, si les conditions de chargement ou la configuration de la poutre changent, d'autres critères pourraient contrôler l'efficacité de ce type de renforcement. Une étude spécifique est nécessaire pour vérifier si une structure doit être renforcée et pour choisir le type et le niveau de renforcement requis.

Le logiciel A.I.S. a été validé dans le chapitre 10 du présent projet. Par conséquent, il s'avère un outil pratique et efficace pour les analyses paramétriques dans le cas de structures renforcées par des matériaux composites. Une reproduction des états de structures sous plusieurs scénarios peut être obtenue avec ce logiciel afin de déterminer une solution optimale de renforcement. La simplicité de ce logiciel permet une modélisation aisée alors que l'interprétation des résultats est facile car adapté à ce type de problème. Malgré ces avantages existants, A.I.S. est loin d'être parfait. Plusieurs aspects du logiciel peuvent être améliorés. Les options de la bibliothèque de matériaux doivent être élargies pour offrir à l'utilisateur la possibilité de combiner différents types de lois constitutives et modéliser un autre matériau plus complexe. Une reproduction de chargement cyclique serait très souhaitable lors de l'évaluation des plusieurs scénarios. La considération directe par le logiciel des pertes élastiques instantanées ou différées dans les torons précontraints pourrait être d'autres avantages à offrir.

La possibilité d'avoir une rupture prématurée doit aussi être considérée, particulièrement pour les cas où la fissuration de la zone renforcée est acceptée par des critères de conformité. Une relation directe entre la fissuration et la rupture prématurée a été établie par la présente recherche.

Lors d'une rupture prématurée, différents niveaux des contraintes limites de déformation sur composite ont été observées pour chaque phase expérimentale. C'est pourquoi il est important de mentionner qu'une généralisation ou tentative d'établir une contrainte minimale universelle peut conduire à une surestimation de la capacité de la structure ou dans le pire des

cas à une prévision inadéquate. Dans cette optique, une analyse plus approfondie sera requise afin de valider le comportement sécuritaire d'une structure réparée. La méthode des analyses par éléments finis offre cette possibilité. Par contre, afin d'avoir une prévision juste, l'utilisation d'un modèle permettant de rendre compte du comportement non linéaire du matériau à modéliser est essentielle. Dans le cas de la simulation du béton, un modèle représentant le phénomène de fissuration est fortement suggéré. Un tel modèle est offert par Nour et coll. (2007) dont une validation a été réalisée à l'aide de la phase 2 en flexion du présent projet.

11.5 Études futures

Les travaux de recherche doivent aussi continuer afin d'élargir les limites d'utilisation d'un renforcement par composite. Une option parmi celles existantes sera l'utilisation du renforcement actif, où les lamelles du matériau composite sont mises en tension avant d'être collées sur la structure. Cette option offre une vaste gamme d'avantages lorsque la capacité structurale est acquise après la réparation et permet une économie considérable dans la quantité de matériel à installer. Par contre, le comportement de structure renforcée à l'aide des matériaux composites précontraints a encore été peu étudié.

Le matériau composite présente une réponse élastique jusqu'à la rupture qui se produit soudainement. C'est pourquoi l'aspect de ductilité structurale doit être examiné pour chaque type de structure.

Il est important de signaler qu'il faut prendre en compte les limitations de la méthode d'utilisation de renforcement par composite dans la conception ou la réhabilitation des ouvrages d'art.

Finalement, il est nécessaire d'ajouter que la réhabilitation des structures en utilisant des matériaux composites peut être accompagnée par une redistribution des efforts différents de la prévision de conception originale. La nouvelle distribution et le cheminement des efforts vers les appuis seront fonction de la rigidité modifiée par le renforcement. Une augmentation de la rigidité provenant du collage des lamelles en matériau composite, pourrait surcharger les régions d'un élément structural qui ne rencontre pas nécessairement la capacité à résister aux

efforts attirés par la nouvelle redistribution. Souvent, c'est la cause directe des ruptures prématurées quand la surface de béton ne résiste pas aux efforts attirés par le composite.

CHAPITRE 12 ESSAIS IN SITU AU PONT LAVIOLETTE

12.1 Objectifs et portée de l'étude expérimentale

Ce chapitre présente les résultats d'essais in situ réalisés sur des poutres grandeur réelle endommagées visant à valider l'efficacité de la technique de renforcement l'aide de matériaux composites développée en laboratoire. Le ministère des Transports a retenu le site du pont Laviolette (Figure 12.1) afin d'utiliser les poutres rendues disponibles à l'occasion des travaux de réfection réalisés en 2007 sur les travées d'approche.

Deux poutres précontraintes AASHTO type IV ont été sélectionnées afin de réaliser le programme d'essais. Les deux poutres, initialement intactes, ont été endommagées de manière identique puis l'une des deux a été renforcée par la technique préconisée. Les deux poutres ont été chargées au delà du niveau requis pour des poutres précontraintes. Ce chapitre présente la description des poutres, la technique de réparation, les propriétés de matériaux, les détails d'instrumentation ainsi que la description du montage expérimental. Les résultats d'essais sont ensuite exposés suivis d'une conclusion sur la validité de la technique préconisée.

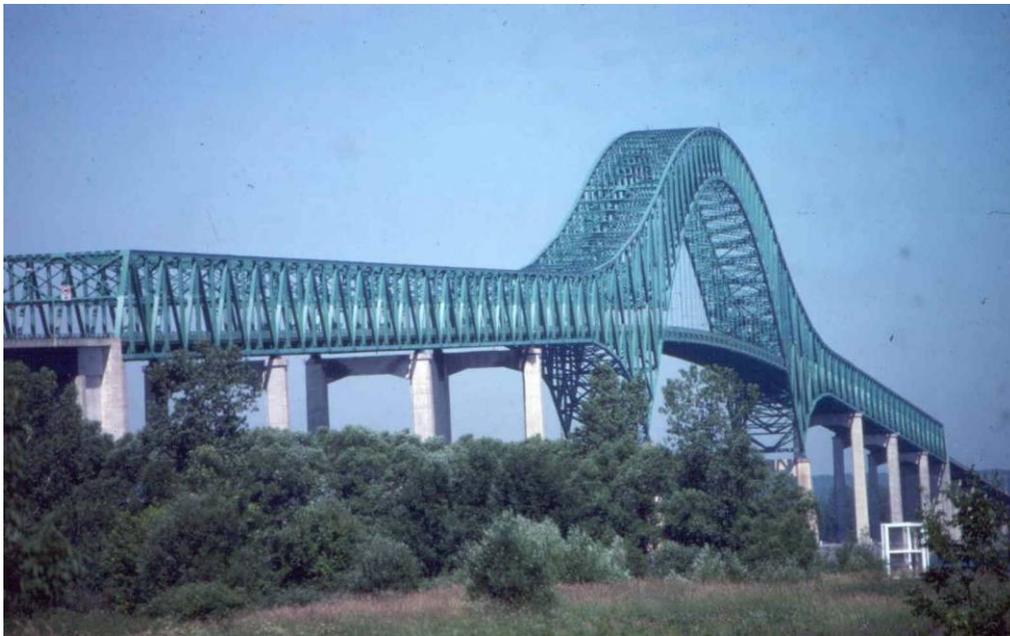




Figure 12.1 : Pont Laviolette

12.2 Site des essais, prélèvement des poutres et intervenants

Les travées de l'approche Sud du pont Laviolette de type AASHTO type IV (Figure 12.2) ont été remplacées en 2007 par des poutres mixte en acier avec dalle de béton (Figure 12.3). Les poutres utilisées pour réaliser les essais ont été prélevées par paires (Figure 12.4) et amenées au sol afin d'être ensuite sciées pour isoler chacune des poutres. Les spécimens testés ont été sélectionnés pour leur bon état afin de faciliter l'interprétation des résultats. Le choix des poutres a été fait par le surveillant de chantier et le ministère des Transports. La préparation des poutres, le banc d'essai et l'endommagement ont été réalisés par l'entrepreneur en charge des travaux de réfection. La préparation de surface et l'installation du renforcement a été réalisé par un sous-traitant de l'entrepreneur. Ces travaux ont été supervisés par le fournisseur de matériaux composite Sika et l'École Polytechnique. L'instrumentation et l'application des charges a été fait par l'École Polytechnique alors que l'acquisition de données était sous la responsabilité de la direction des Structures du ministère des Transports.



Figure 12.2 : Poutres existantes AASHTO type IV des travées d'approches



Figure 12.3 : Poutres de remplacement mixtes acier-béton des travées d'approches



Figure 12.4 : Poutres prélevées en vue des essais

12.3 Description des poutres

12.3.1 Données sur les poutres existantes

Les deux poutres préfabriquées en béton précontraint AASHTO type IV avaient été précontraintes à l'aide de 42 torons T13 installés sur 6 lits dans la section centrale, dont 30 torons droits et 12 inclinés. Une dalle en béton mixte de 1400 mm de largeur et 165 mm d'épaisseur reposait sur toute la longueur de la poutre. Les poutres avaient une longueur approximative de 30 m. La Figure 12.5 montre la disposition de torons au centre et aux extrémités des poutres. Les propriétés du béton, présentées au Tableau 12.1, ont été évaluées une fois les essais terminés sur des échantillons prélevés par l'entrepreneur et testés à l'École Polytechnique.

Tableau 12.1 : Propriétés du béton

Spécimens	Résistance en compression (MPa)	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson
Cylindre 1D	45.7	29 167	0.226
Cylindre 1E	69.9	32 756	0.218
Cylindre 1D	53.2	26 817	0.226

Le niveau de contrainte réelle dans les torons est un inconnu, c'est pourquoi une hypothèse que la force de précontrainte initiale par toron était égale à 137.7 kN ($0.75f_{pu} = 1395$ MPa) a été adoptée. Afin d'évaluer la contrainte résiduelle de torons après 40 ans d'utilisation, une approche analytique pour déterminer des pertes de précontrainte différée à court et à long termes a été employée (voir Chapitre 10).

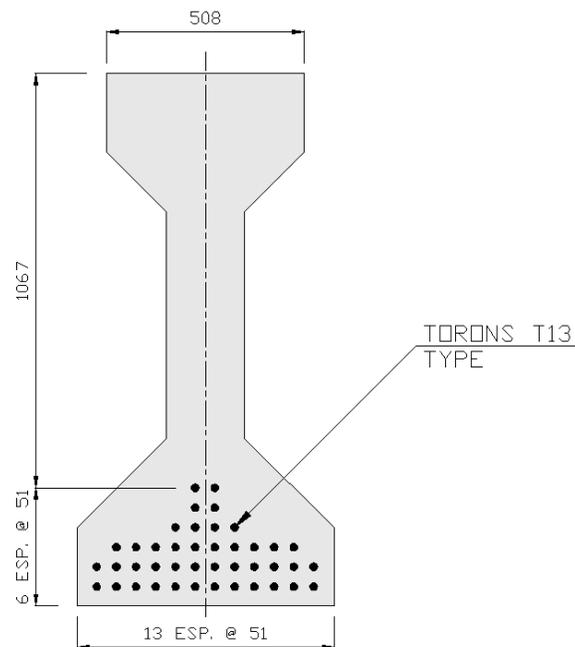
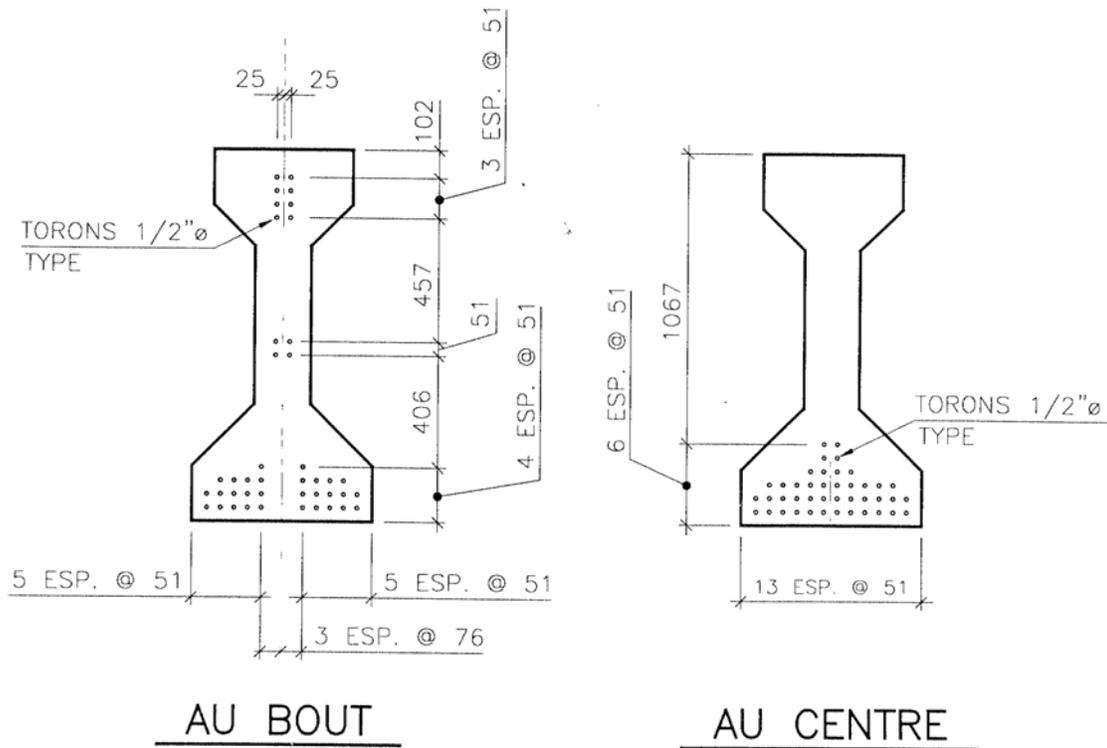


Figure 12.5 : Géométrie et configuration des torons des poutres AASHTO type IV

12.3.2 Endommagement des poutres

Les deux poutres ont été endommagées afin de reproduire un effet de perte de capacité portante d'un pont routier suite à un impact de camion ou encore dû à la corrosion. Une configuration d'endommagement semblable à celle des essais réalisés au laboratoire a été adoptée. Les détails de l'endommagement sont présentés de la Figure 12.5 à la Figure 12.9 . Tous les torons du premier lit ont été coupés à deux endroits espacés de 350 mm tel qu'indiqué à la Figure 12.6. Afin d'éviter d'endommager les torons du deuxième lit, le béton autour des torons a été enlevé avec soin. L'identification des spécimens est présentée au Tableau 12.2 alors que les détails du renforcement appliqué sur la poutre R2 sont illustrés sur la Figure 12.9.

Tableau 12.2 : Identification des spécimens

Spécimen	Niveau d'endommagement	Niveau de renforcement
R1	Béton – 1 ^{er} lit de torons	Sans renforcement
R2	Béton – 1 ^{er} lit de torons	Béton de réparation – 5 lamelles de CFRP

La poutre R1 a été testée sans aucune réparation alors que la poutre R2 a été réparée avec la technique utilisée pour la poutre L4, testée au laboratoire.



Figure 12.6 : Type d'endommagement des spécimens – Spécimen R1

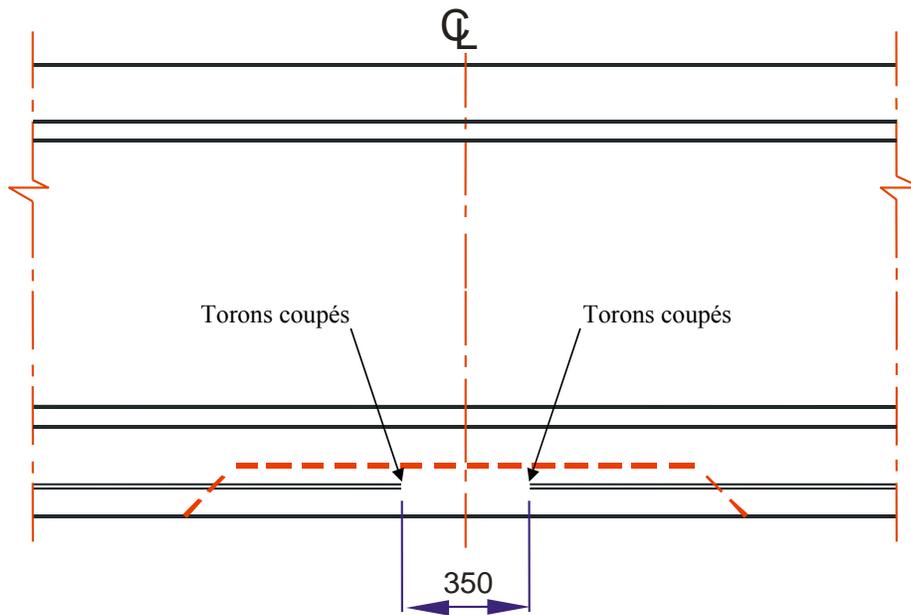


Figure 12.7 : Configuration d'endommagement - torons

Le béton a été retiré de la zone marquée indiquée sur la Figure 12.8 et la Figure 12.9 sur toute la largeur du talon de la poutre. Les torons coupés ont été dégagés du béton afin de permettre une mise en place efficace pour le coulis de réparation. La surface du béton dans la zone endommagée a été travaillée au moyen d'un marteau piqueur pour éliminer les zones avec des surfaces lises ou des points de faiblesse. Les deux surfaces latérales d'endommagement ont été préparées à ± 45 degré, tel que recommandé suite aux essais en laboratoire.

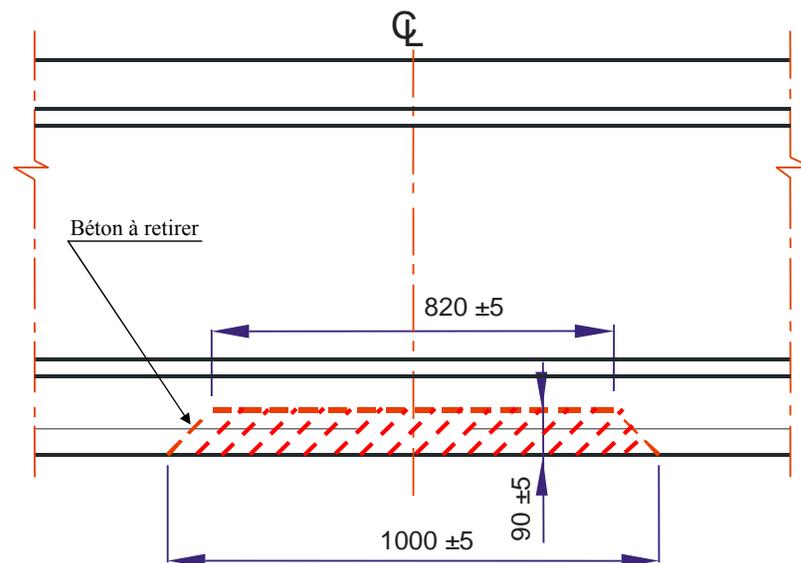


Figure 12.8 : Dimensions de la zone de béton endommagée

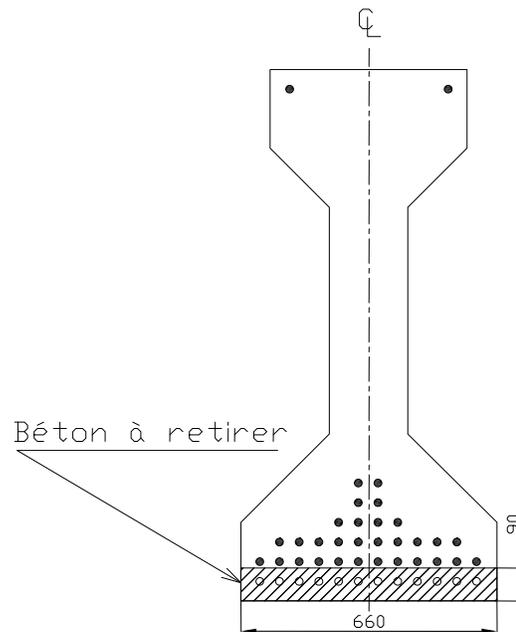


Figure 12.9 : Section de la poutre – Béton à enlever

12.3.3 Réparation de la zone endommagée

Chacun des torons coupés a été chevauché à l'aide d'une barre 10M en utilisant une longueur de chevauchement de 300 mm à chaque extrémité. La Figure 12.10 présente les détails du chevauchement entre les barres ajoutées et les torons. Les barres de réparation ont été placées au même niveau que les torons endommagés. Les barres ont été attachées aux torons par au moins par deux fils d'acier sur chaque extrémité pour assurer le maintien de leur position lors du bétonnage de réparation. Aucun connecteur mécanique n'a été employé pour ce type de connexion.

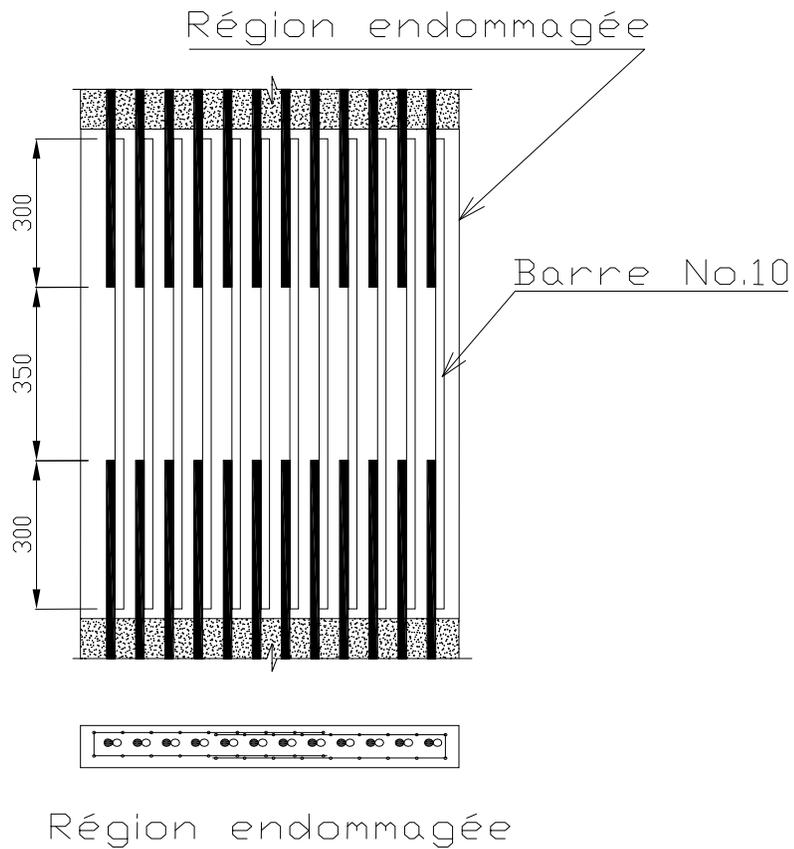


Figure 12.10 : Détails de réparation par barres No.10

Un treillis à mailles soudées MW9.1 / MW9.1 de 50 x 50 mm avec une section nominale de 9 mm² a été ensuite installé autour des torons chevauchés. Deux treillis pliés en U ont été installés de façon indépendante de chaque côté de la poutre, avec un chevauchement des deux treillis au centre de la poutre. La distance entre treillis et la surface extérieure du béton variait entre 25 et 30 mm. La Figure 12.11 présente les détails de l'installation des treillis de réparation.

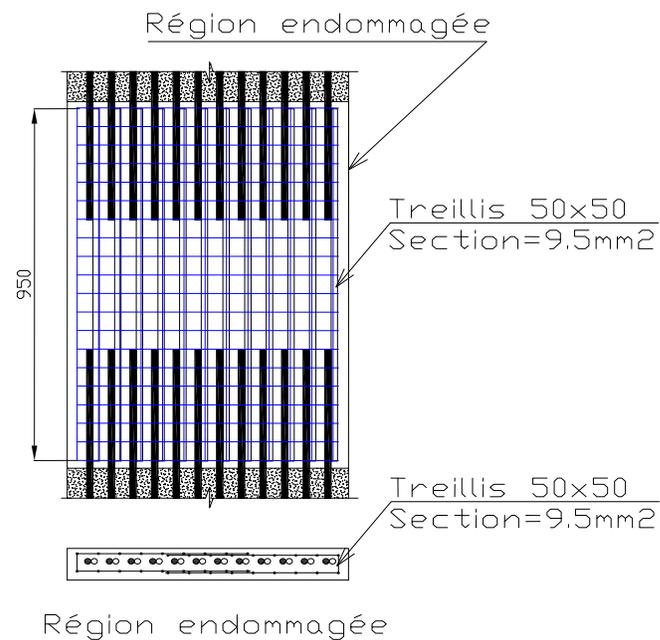


Figure 12.11 : Détails de réparation par treillis

La Figure 12.12 présente la zone d'endommagement après la réparation. Un processus rigoureux a été mis en œuvre par les compagnies Sika Construction et MEi – Forage Ste-Marie, pour la fourniture du béton autoplaçant Sikacrete08 SCC et sa mise en place afin de répondre aux critères de qualité de réparation exigés par le ministère des Transports du

Québec, mais aussi pour répondre aux spécifications particulières à par ce projet. Les exigences requises étaient :

- a) Le coulis de béton de réparation doit être mis en place selon les recommandations du ministère des Transports pour les ponts.
- b) Le coulis de réparation doit de préférence avoir un module élastique inférieur à celui du béton de la poutre endommagée afin de diminuer l'ouverture de fissure critique au joint froid de chaque côté de la zone réparée,
- c) Le coulis doit être autoplaçant pour éviter la création de zones de faiblesse (vides) dans la région réparée et faciliter sa mise en place. Dans le cas contraire (non recommandé), l'application d'un système de vibration externe devient indispensable.
- d) L'ajout d'un adjuvant comme le Eucon SRA ou similaire est recommandé afin de réduire le retrait du béton de réparation.
- e) Un mûrissement humide de sept jours avant la pose du matériau composite est requis pour assurer la qualité de la réparation.



Figure 12.12 : Zone eendommagée réparée – Poutre R2

Afin d'augmenter l'adhérence du béton pour le collage des lamelles en matériaux composites, toute la surface inférieure de la poutre a été traitée par jet sable. Une préparation spéciale a été utilisée pour une zone d'une longueur totale de 3 m, soit 1 m de chaque côté de la réparation. Ce type de préparation de surface est constitué par des rainures (traits de scie) réalisées le

long de la poutre tel que décrit en détails dans les phases expérimentales en laboratoire (Chapitre 10).

Tel que présenté à la Figure 12.13 et à la Figure 12.14, cinq lamelles de composite ont été installées sur la face inférieure de la poutre sur toute la longueur de la poutre, selon les recommandations de Sika Construction. Toutes les lamelles de renforcement étaient constituées de matériaux composites en fibre de carbone du type CarboDur S1012 (Sika Construction) d'une section nominale de 120 mm^2 . Une colle époxyde structurale en pâte Sikadur 30 (Sika Construction) a été employée pour la fixation des lamelles. Une cure de sept jours a été exigée avant les essais afin d'assurer la résistance nominale du renforcement.

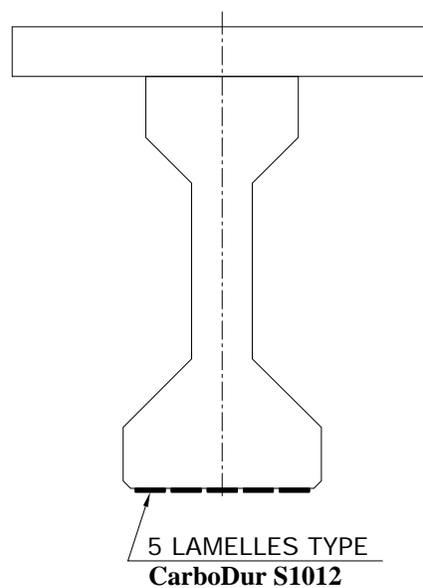


Figure 12.13 : Configuration du renforcement au moyen de cinq lamelles de CarboDur



Figure 12.14 : Renforcement avec les lamelles de composite

12.4 Instrumentation des spécimens

Des capteurs de haute précision ont été employés afin de mesurer en continue la force appliquée, les déplacements et les déformations au cours des essais. L'équipe du laboratoire mobile du ministère des Transports a réalisé l'acquisition des données.

Les déformations du béton en compression au centre de la poutre ont été mesurées par deux jauges (N2A-06-20CBW-120) collées à la surface latérale de la semelle supérieure de la poutre, soit une jauge installée de chaque côté.

Les déformations des matériaux composites dans la région centrale de la poutre ont été mesurées à l'aide de six jauges (CEA-06-250UW-120) collées à la surface extérieure de deux lamelles du composite, soient 3 jauges sur la lamelle centrale (J-1C, J-2C et J-3C) et 3 jauges sur les lamelles de rive (J-1R, J-2R et J-3R). La Figure 12.15 et la Figure 12.16 fournissent la position des six jauges installées sur les matériaux composites.

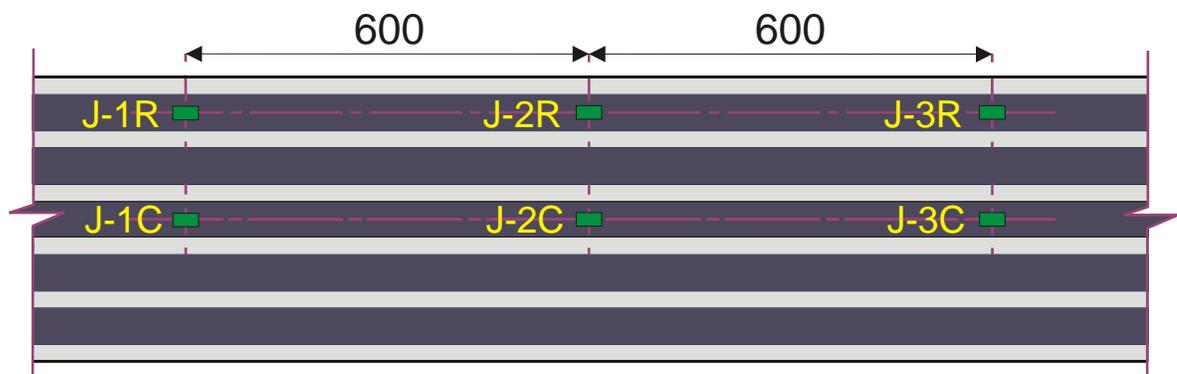


Figure 12.15 : Position des jauges installées sur le matériau composite



Figure 12.16 : Vue des jauges installées sur le matériau composite

Afin de mesurer l'ouverture des fissures sur une longueur de 1000 mm, quatre capteurs de déplacement de type LVDT ont été installés à mi-portée de la poutre : deux capteurs ont été installés à 50 mm sous le niveau de la dalle alors que deux autres ont été positionnés au niveau des torons endommagés (Figure 12.17).

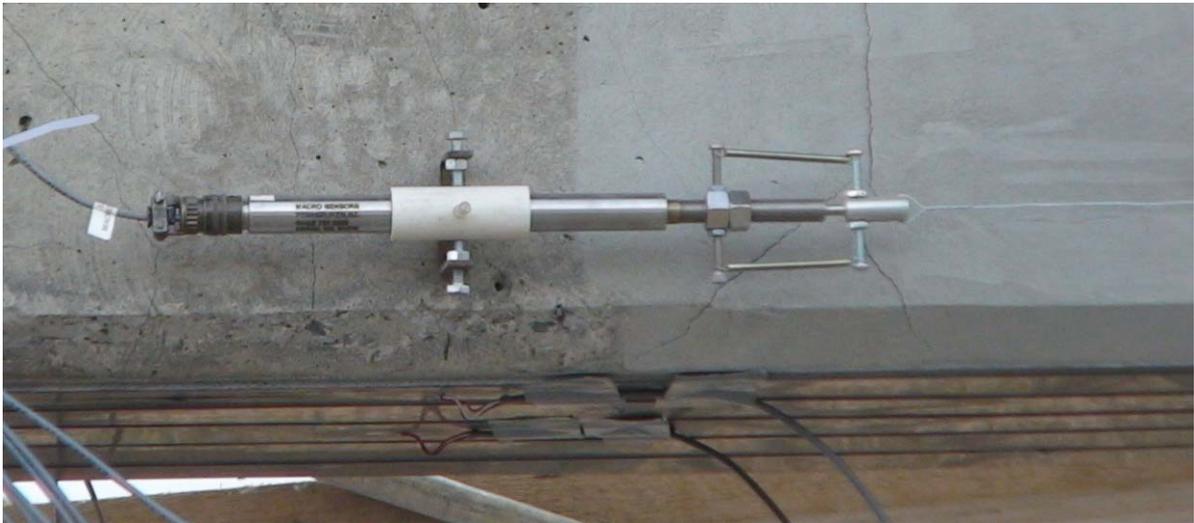


Figure 12.17 : Capteur de déplacement – ouverture de fissure sur 1000 mm

12.5 Montage expérimental

La Figure 12.18 montre les dimensions du montage expérimental alors que la Figure 12.19 présente la disposition des poutres. La Figure 12.20 montre les conditions d'appui des poutres qui consistait en deux paires de poutres sur lesquelles étaient ancrées des tiges filetées à l'extrémité libre des poutres d'appui (Figure 12.21) dont le poids propre contrebalançait les forces appliquées.

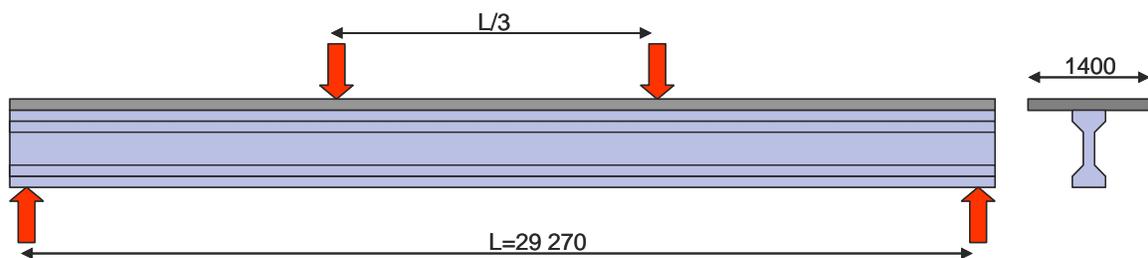


Figure 12.18 : Dimension du montage expérimental



Figure 12.19 : Banc d'essai



Figure 12.20 : Disposition des poutres du montage expérimental



Figure 12.21 : Ancrage des tiges filetées à l'extrémité des poutres d'appui

Le système de chargement consistait en deux paires des vérins d'une capacité nominale de 100 tonnes métriques espacés de 9733 mm par rapport à l'axe central de la poutre. Afin d'assurer même niveau de charge sur chaque point d'application, tous les vérins ont été alimentés à partir de la même pompe hydraulique. Le taux de mise en charge était d'environ de 50 kN/min. La Figure 12.22 montre la configuration du système de mise en charge sur un des deux points de chargement.



Figure 12.22 : Système de mise en charge

12.6 Résultats d'essais

Les comportements en courbure et en flèche sont présentés à la Figure 12.23 et la Figure 12.24 pour les deux poutres testées in situ. Ces graphiques mettent en évidence une rigidité accrue pour la poutre R2 due à la réparation avec le coulis et au renforcement par des lamelles de composite. Les courbes des mesures de la flèche illustrent le comportement global des spécimens, alors que les courbes en courbure présentent la réponse locale de la zone d'endommagement. Pour des raisons de sécurité, les deux tests ont été arrêtés avant d'avoir une rupture finale. Toutefois, dans les deux cas, le niveau de charge dépassait le niveau de charge des poutres précontrainte.

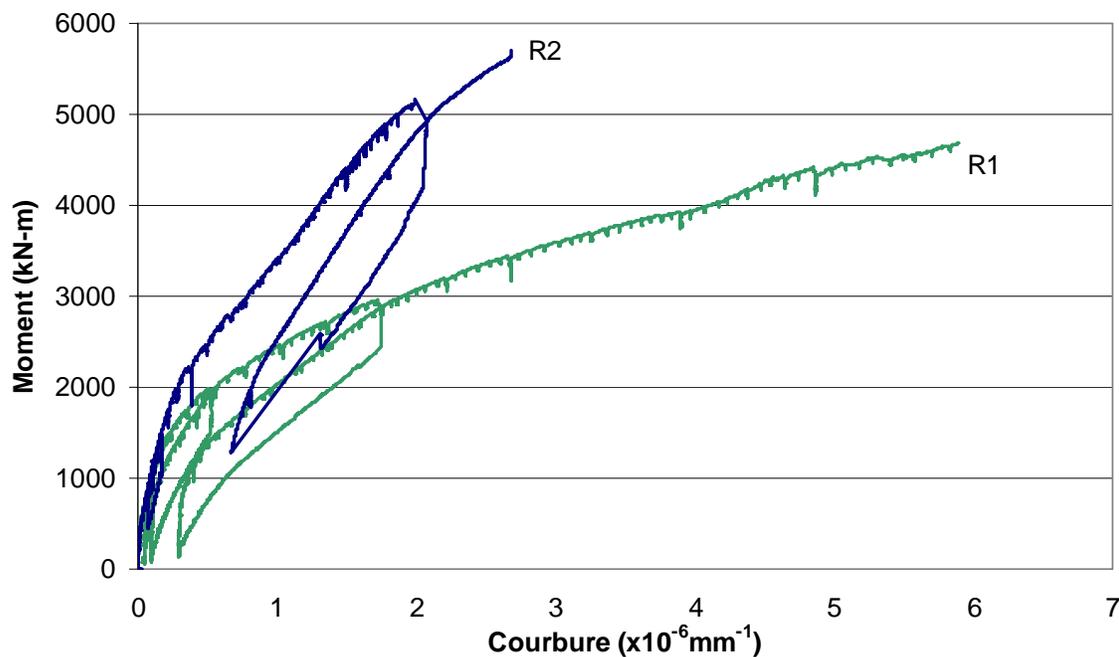


Figure 12.23 : Courbure au centre – essais in situ

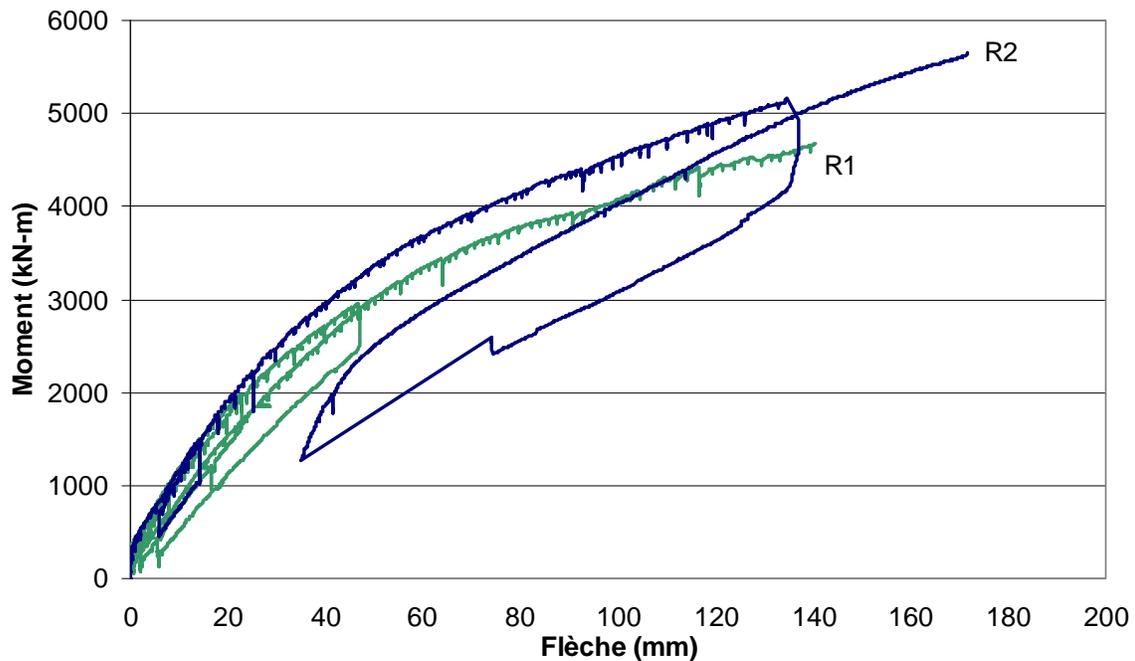


Figure 12.24 : Flèche au centre – essais in situ

La Figure 12.15 et Figure 12.26 présentent des mesures prises par les jauges de déformation installées sur deux lamelles de matériau composite de la poutre R2. Ces figures soulignent le fait que la première fissure a été localisée au centre de la zone d'endommagement, les déformations des jauges J2 étant plus grandes que les deux autres. En effet, un plateau en déformation pour le niveau de moment entre 1900 kN-m et 2000 kN-m indique une zone de sollicitation accrue sur des lamelles du composites au centre de la poutre. Néanmoins, à la charge plus élevée (4500 kN-m), le niveau de déformation plus important a été enregistré par des jauges installées à l'extérieur de la zone réparée, et ce, pour les deux lamelles. Ceci correspond à l'apparition des fissures aux joints froids entre la poutre et le béton de réparation dans la zone endommagée, soit aux extrémités de la zone réparée. Dans les phases d'essais au laboratoire, ce phénomène a été attribué au glissement dans la zone de chevauchement entre les torons coupés est les barres de réparation. La Figure 12.27 met en évidence l'uniformité de ce pattern de fissuration.

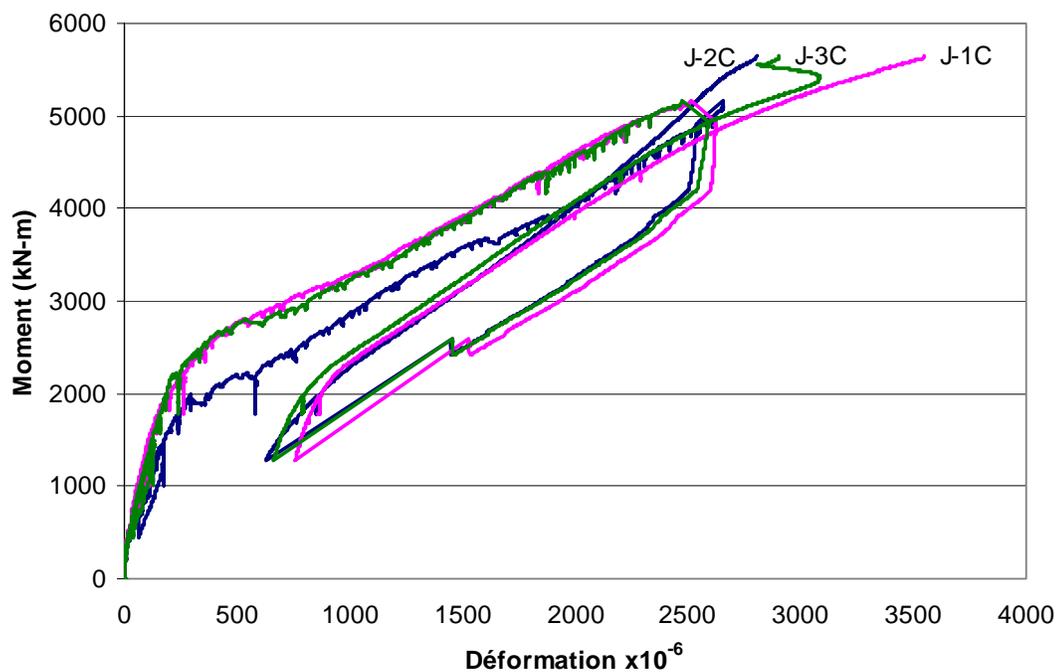


Figure 12.25 : Déformation sur lamelle au centre (jauges : J-1C, J-2C et J-3C)

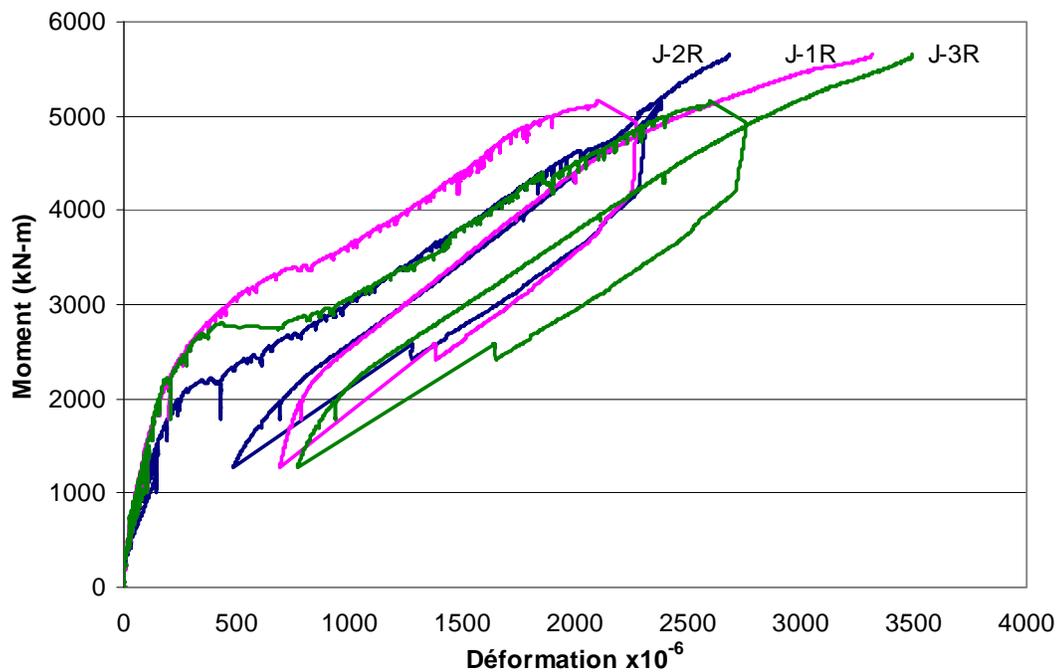


Figure 12.26 : Déformation sur lamelle de rive (jauges : J-1R, J-2R et J-3R)



Figure 12.27 : Fissures aux extrémités et au centre de la zone réparée

12.7 Modélisation des Spécimen R1 et R2 avec A.I.S.

Suite aux essais réalisés au chantier sur deux poutres précontraintes AASHTO type IV, le comportement des deux spécimens a été modélisé à l'aide du logiciel A.I.S. (Analyse Inélastique de Structure) afin de valider la technique de modélisation d'une poutre renforcée localement. Une modélisation juste du comportement est essentielle lors d'évaluation de la capacité portante résiduelle dans le cas d'une poutre endommagée ou pour évaluer la capacité d'une poutre suite à une réparation locale.

Les étapes de modélisation à l'aide du logiciel A.I.S. déjà présentées au chapitre 10, ont été suivies pour modéliser les deux poutres du programme d'essai in situ. Les propriétés nominales de matériaux constituant les deux spécimens ont été adoptées pour cette simulation (Chapitre 10, Tableau 10.2).

Le comportement simulé par A.I.S. a été validé avec les mesures expérimentales correspondant aux déformations mesurées au niveau de la semelle inférieure sur une distance de 1200 mm couvrant la zone d'endommagement et des déformations mesurée à la fibre supérieures ont été adoptés pour le calcul de la courbure flexionnelle. Ces lectures étaient enregistrées de chaque côté du spécimen à l'aide de capteurs de déplacement (LVDT) montrés sur la Figure 12.6 et la Figure 12.12, respectivement, pour les spécimens R1 et R2. La

courbure moyenne mesurée sera donc comparée avec la courbure moyenne obtenue avec A.I.S. Une telle approche est justifiée car le moment était constant dans la zone de renforcement et que la longueur de la zone instrumentée est du même ordre de grandeur que la taille de la poutre.

Comme la distance instrumentée est plus grande que la région endommagée, le spécimen R1 possède deux types de rigidités flexionnelles, soient la section originale de la poutre intacte et la section endommagée. La Figure 12.28 présente la réponse de chacune de sections discrétisées où les sections 1 et 2 correspondent à une longueur de 200 mm de la poutre intacte et une longueur de 1000 mm de la poutre endommagée, respectivement. La réponse finale est une moyenne pondérée sur une longueur totale de 1200 mm. Les réponses du spécimen R1 testée et simulée sont comparées sur la Figure 12.29.

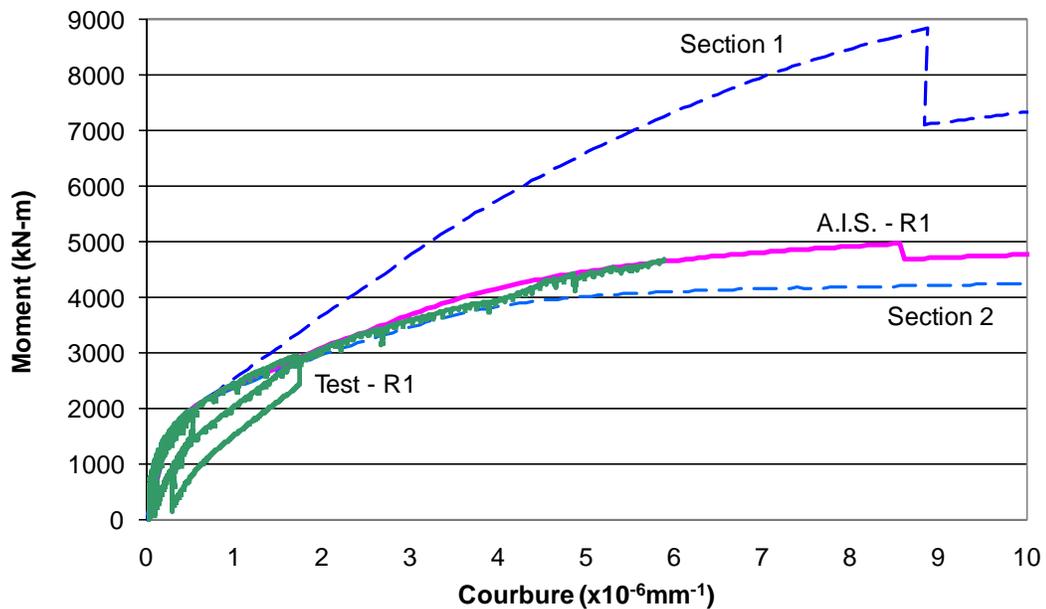


Figure 12.28 : Modélisation du comportement – Spécimen R1

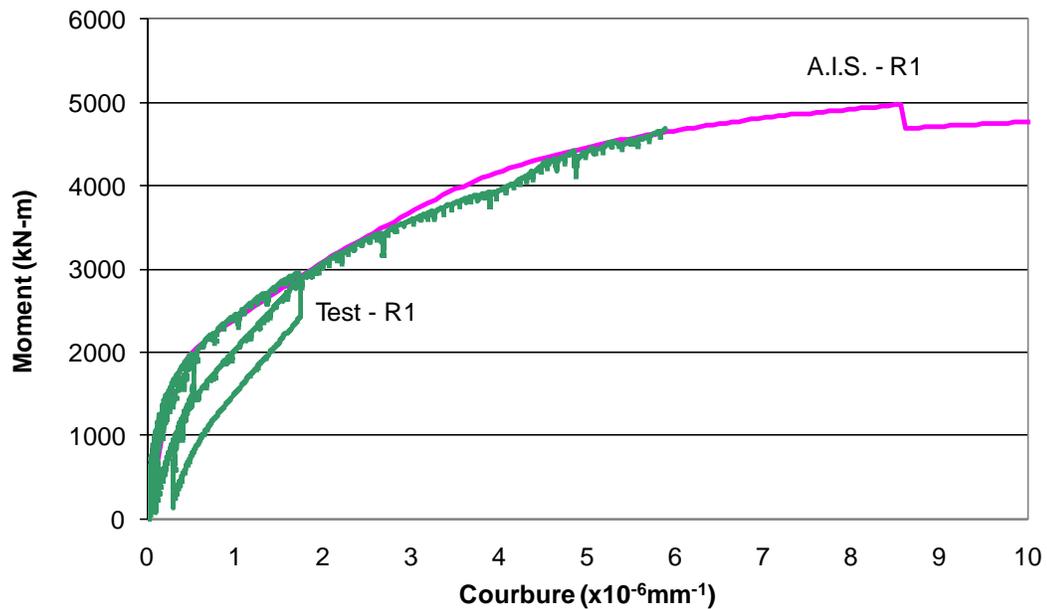


Figure 12.29 : Comparaison du comportement du Spécimen R1 – Test et simulation

Le spécimen R2 a été discrétisé à l'aide de trois niveaux de rigidité: la poutre intacte sur 200 mm (Section 1), la poutre réparée sans torons au centre sur 300 mm (Section 2) et la poutre réparée avec torons non précontraints dans la zone de chevauchement de 700 mm (Section 3). Le comportement de chaque section discrétisée ainsi que la comparaison entre la réponse du spécimen R2 testé et la réponse simulée par A.I.S. sont présentés aux Figure 12.30 et Figure 12.31, respectivement.

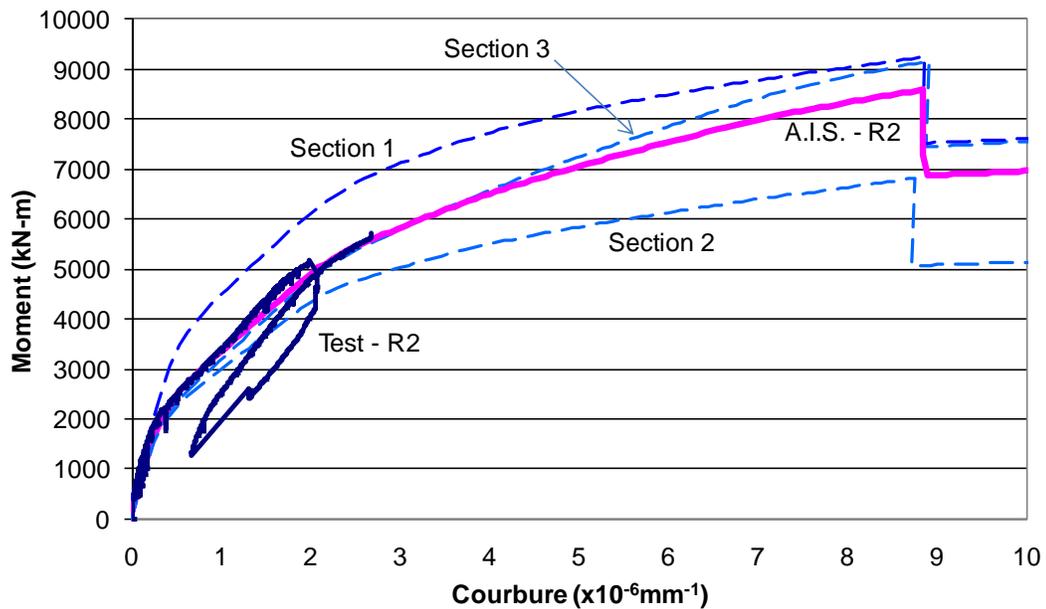


Figure 12.30 : Modélisation de Réponse – Spécimen R2

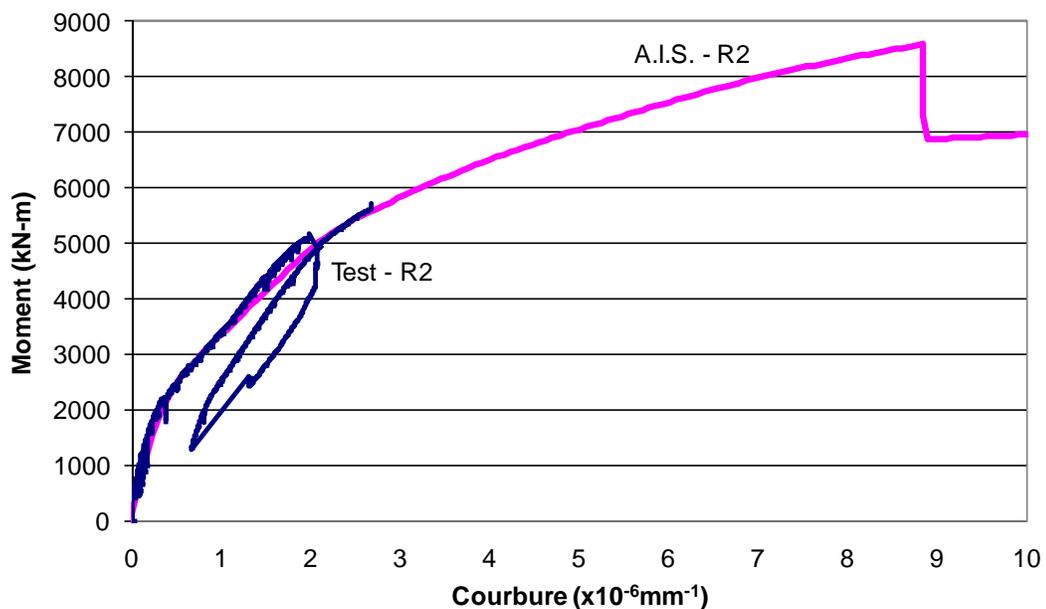


Figure 12.31 : Réponse de Spécimen R2 – Test et Simulation

La simulation du comportement des deux spécimens avec A.I.S. correspond assez fidèlement aux mesures expérimentales. La modélisation confirme la justesse d'une prédiction de réponse structurale à l'aide du logiciel A.I.S. De plus, l'importance de la technique de

modélisation employée pour présenter différents niveaux de rigidité flexionnelle le long d'une poutre s'est avérée essentielle. Ce logiciel peut donc être utilisé avec confiance pour le calcul des poutres endommagées et renforcées

Les résultats numériques permettent également de conclure que lors de l'essai 1 sur la poutre endommagée, que le chargement a presque permis d'atteindre la charge ultime de la poutre. Pour la poutre 2, le niveau de charge atteint correspondait à environ la moitié de la charge ultime.

RÉFÉRENCES

- APRILE, A. ET BENEDETTI, A. (2004) *Coupled flexural-shear design of R/C beams strengthened with FRP*. Composites: Part B 35, p. 1–25
- ASCIONE, L. ET FEO, L. (2000) *Modeling of composite/concrete interface of RC beams strengthened with composite laminates*, Composites: Part B 31, p. 535-540
- BUYLE-BODIN, F. ET DAVID, E. (2004) *Use of Carbon Fibre Textile to Control Premature Failure of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Bonded CFRP Plate*, Journal of Industrial Textiles, Vol. 33, No. 3 - January
- BUYLE-BODIN, F., DAVID, E., RAGNEAU, E. (2002). *Finite element modeling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete structures*. Engineering Structures, Vol. 24, n°11, p. 1423-1429
- CAMATA, G., SPACONE, E., AL-MAHAIDI R. ET SAOUMA, V. (2004) *Analysis of Test Specimens for Cohesive Near-Bond Failure of Fiber-Reinforced Polymer-Plated Concrete*, Journal of Composites for Construction / November - December, 528-538
- CHEN, J. F. ET TENG, J. G. (2001) *Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete*, Journal of Structural Engineering / July, p. 784-791
- CHICOINE, T. (1997) *Analyse et conception d'ancrage sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites*, Mémoire de maître en sciences appliquées, Université de Sherbrooke
- COLLINS, M.P. ET MITCHELL, D. (1987). *Prestressed Concrete Basics, first edition*. Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Ontario
- CSA : Canadian Standards Association (2000) *Code canadien sur le calcul des ponts routiers (S6-2000)*

CSA : Canadian Standards Association (2006) *Code for the Design of Concrete Structures for Buildings (A23.3-04)*

DEBLOIS, M., PICARD, A. (1994) *Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de matériau composites*, Rapport GCT-94, Université Laval, Ste-Foy, Québec, p. 221

DI LUDOVICO, M., NANNI, A., PROTA, A., ET COSENZA, E. (2005) *Repair of Bridge Girders with Composites: Experimental and Analytical Validation*, ACI Structural Journal/September-October, Vol. 102, No.5, p. 639-648

DUTHINH, D. ET STARNES, M. (2004) *Strength and Ductility of Concrete Beams Reinforced with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Plates and Steel*, Journal of Composites for Construction / January 01

EUROCODE 2 EDITORIAL GROUP. (1991) *Design of concrete structures, Eurocode 2*, Editorial Group, p. 4-81

FANNING, P. J., AND KELLY, O. (2001). *Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates*. Journal of Composites for Construction, 5(2), p. 122–127.

FOLCHER, D., MASSICOTTE, B. ET LABOSSIERE, P. (2002) *Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint*. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal

FOLCHER, D., MASSICOTTE, B. ET LABOSSIERE, P. (2003) *Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint*. Rapport EPM/GCS-2002-05, École Polytechnique de Montréal

GAO, B., KIM, J.K. ET LEUNG, C.K.Y. (2003) *Effect of rubber modifier on interlaminar fracture toughness of CFRP-concrete interface*, Composites Science and Technology 63, p. 883–892

GAO, B., KIM, J.K. ET LEUNG, C.K.Y. (2004) *Experimental study on RC beams with FRP strips bonded with rubber modified resins*, Composites Science and Technology 64, p. 2557–2564

GARDEN, H.N. ET HOLLAWAY, L.C. (1998) *An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plate*, Composite Part B: Engineering, Vol. 29, Number 4, p. 411-424(14)

GOUVERNEMENT DU QUÉBEC, Ministère des Transports du Québec (2003) *Manuel de conception des structures*, MTQ, Québec

HAHN, H.T. ET TZAI, S.W. (1973) *Nonlinear elastic behavior of unidirectional composite laminate*. Journal of Composite Materials, Vol. 7, No. 1, p. 102-118

HOLLAWAY, L.C. ET LEEMING, M.B. (1999) *Strengthening of reinforced structures using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead Publishing LTD

HSUAN-THE HU, FU-MING LIN ET YIH-YUAN JAN. (2003) *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics*. Composite Structures 63, p. 271–281

ISIS CANADA: Intelligent Sensing for Innovative Structures (2002) *Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*.

KOVAL, V. (2007). *Efficacité d'utilisation des matériaux composites pour le renforcement de poutres de ponts en béton précontraint endommagées*, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

LEUNG, C.K.Y. (2004) *Delamination Failure in Concrete Beams Retrofitted with a Bonded Plate*, Composite Science and Technology, December, p. 2557-2564

MASSICOTTE, B. (2005) Communication personnelle

MASSICOTTE, B. (2004) *CIV6511 Conception et évaluation des ponts. Note de cours*, 6^{ème} édition, Janvier, École Polytechnique de Montréal

MASSICOTTE, B., BEDARD, S. ET PICARD, A. (2001). *Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint, Phase 1: Étude théorique*. Rapport EPM/CGS-2001-04, École Polytechnique de Montréal

MEIER, U. (1995) *Strengthening of structures with Carbon-Fiber/Epoxy laminates*, Construction and Building Materials, 9(6), p. 341-351

MENDES FERREIRA, A.J., TORRES MARQUES, A. ET CÉSAR DE SA, J. (2000) *Analysis of reinforced concrete with external composite strengthening*. Composites: Part B 31, p. 527-534

NOUR, A., MASSICOTTE, B., YILDIZ, E. ET KOVAL, V. (2007). *Finite element modeling of concrete structures reinforced with internal and external fibre-reinforced polymers*. Canadian Journal of Civil Engineering, Volume 34, Number 3, 1 March, p. 340-354

PICARD, A. (2001) *Béton Précontrainte - 2^e Édition, Principe fondamentaux et dimensionnement*, Gaétan Morin Éditeur Ltée.

PICARD, A., MASSICOTTE, B. et BOUCHER, E. (1995) *Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study*, Composite Structures, 33, p. 63-75

ROBERTS, K.T.M. (1989). *Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams*. The Structural Engineer 67 12/20, p. 37-46.

SEBASTIAN, W. (2001). *Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams*. J. Struct. Eng., 127(7), p. 792-798.

SMITH, S.T. ET TENG, J.G. (2002) *FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models*, Engineering Structures 24, p. 385-395

SMITH, S.T. ET TENG, J.G. (2002) *FRP-strengthened RC beams. II: assessment of debonding strength models*, Engineering Structures 24, p. 397-417

SWAMY, K.R.N., JONES, R. ET BLOXHAM, J.W. (1987) *Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates*. The Structural Engineer 65 2, p. 59–68.

SUTHIWARAPIRAK, P., MATSUMOTO, T. ET HORII H. (2001) *Fatigue Life Analysis of Reinforced Steel-Fiber-Concrete Beams*, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.23, No.3, p. 127-132

TENG, J.G., SMITH, S.T., YAO, J. ET J.F. CHEN (2003) *Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs* Construction and Building Materials 17 p. 447–462

TIGHIOUART, B., BENMOKRANE, B., GAO, D. (1998) *Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer (FRP) bars*, J. of Construction and Building Materials, Vol. 12, p. 453-462

TUMIALAN, G., SERRA, P., NANNI, A., AND BELARBI, A. (1999). *Concrete cover delamination in RC beams strengthened with FRP sheets*. Proc., 4th Int. Symp. on FRP for Reinforcement of Concrete Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., p. 725–735.

REMERCIEMENTS

Un remerciement spécial s'adresse à M. Najib Bouaanani et M. Ali Nour pour leur support et collaboration dans les analyses par éléments finis avec ADINA et ABAQUS. Le travail exceptionnel de toute équipe technique du laboratoire de structures, leur intérêt, patience et collaboration dans la préparation et la réalisation du programme expérimental ont été essentiels. Des remerciements sont adressés au ministère des Transports du Québec ainsi que ISIS Canada pour le support financier du présent projet. Enfin l'étroite collaboration de M. Mario Desroches (Sika Canada Inc.) s'est avérée essentielle pour dans la réalisation du programme expérimental, particulièrement pour les essais in situ.

ANNEXE A

LONGUEUR D'ANCRAGE

Poutre en béton d'une section 250 x 750 mm (Non à l'échelle)

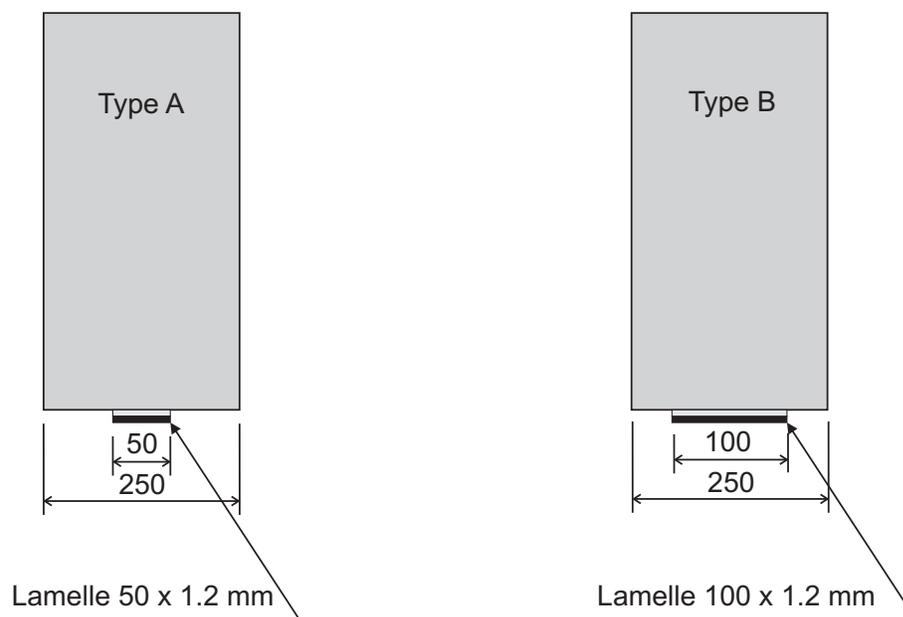


Figure A.1 : Configuration de renforcement par composite

Tableau A.1 : Longueur d'ancrage selon méthode

Méthode	Longueur d'ancrage (mm)		Référence
	Lamelle 50x1.2	Lamelle 100x1.2	
ISIS	430	1106	Folcher 2002
Sika Construction	985	492	Folcher 2002
Ascione et Feo 2000	211	211	Section 2.3
Aprile et Benedetti 2004	375	375	Section 2.3
Chen et Teng 2001	375	375	Section 2.3

ANNEXE B

APPLICATION DE LA TECHNIQUE DU RENFORCEMENT

(TROIS-RIVIÈRES, OCTOBRE 2007)



Figure B.1 : Poutre AASHTO de type 4 de 30 m long endommagée



Figure B.2 : Simulation de l'endommagement



Figure B.3 : Technique de renforcement de la zone endommagée



Figure B.4 : Zone endommagée après la réparation



Figure B.5 : Technique de la préparation de surface du béton avec stries



Figure B.5 : Surface du béton préparée par des stries longitudinales