

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

**Développement d'une méthode de
renforcement sismique des piles
rectangulaires
Développement des règles de conception**

par :

B. Massicotte, M.A. Dagenais et F. Lagier

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

SR12-05
Mars 2012
Révisé Décembre 2012

Développement d'une méthode de renforcement sismique des piles rectangulaires

Développement des règles de conception

Rapport de recherche



Mars 2012

Révisé Décembre 2012

N/R: SR12-05 / P4122

V/R: R685.1

Développement d'une méthode de renforcement sismique des piles rectangulaires

Développement des règles de conception

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**
Professeur titulaire
- **Marc-André Dagenais, ing. jr**
Étudiant au doctorat
- **Fabien Lagier**
Étudiant au doctorat

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Mars 2012

Révisé Décembre 2012

N/R: SR12-05 / P4122

V/R: R685.1

SOMMAIRE

L'évolution des connaissances face aux risques sismiques a fait en sorte que les exigences des codes de conception pour la résistance sismique ont évolué au cours des dernières années. Ainsi, les structures existantes, particulièrement celles construites avant la mise en application du code CSA-S6-00, présentent des détails de conception qui sont reconnus pour être déficients. Une nouvelle méthode de renforcement développée à l'École Polytechnique de Montréal consiste à remplacer le béton autour des armatures dans les zones de chevauchement par un béton fibré ultra performant (BFUP). Cette technique vise tous les types de piles, mais pourrait s'avérer la meilleure alternative pour le renforcement sismique des grands ouvrages du réseau routier comportant de nombreuses piles où le couplage au tablier ne permet pas l'usage de systèmes de mitigation des efforts sismiques (amortisseurs, dissipateurs d'énergie, systèmes de blocage, etc.).

Le présent rapport présente les résultats des essais associés au volet 1 du projet de recherche. Ces essais ont permis de déterminer les fondements des règles de conception d'un renforcement en BFUP. Ce second rapport fait suite à un premier rapport dans lequel ont été décrits le contexte global du développement de cette technique de renforcement innovatrice, la problématique de la résistance sismique des piles de ponts existants ainsi que le sommaire des études antérieures réalisées à l'École Polytechnique de Montréal.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
TABLE DES MATIÈRES	II
1 INTRODUCTION	5
1.1 Contexte	5
1.2 Objectifs généraux du projet de recherche	6
1.3 Portée du projet de recherche et du présent document	6
1.4 Organisation du rapport.....	6
2 COMPORTEMENT DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT	7
2.1 Introduction	7
2.2 Définitions	7
2.3 Les mécanismes d'adhérence et les différents types de rupture associés.....	7
2.4 Caractéristiques et particularités des joints de chevauchement.....	10
2.4.1 Introduction	10
2.4.2 Mécanismes de transfert d'efforts.....	11
2.4.3 Modes de rupture	12
2.4.4 Les facteurs influençant les performances des joints de chevauchement.....	14
2.4.5 Longueur de chevauchement	14
2.4.6 Caractéristiques de la barre d'acier	14
2.4.7 Résistance et Qualité du béton.....	16
2.4.8 Épaisseur d'enrobage :	17
2.4.9 Acier transversaux	17
2.4.10 Le type de chargement.....	18
2.4.11 Espacement entre barres chevauchées.....	19
2.4.12 Position de la zone de chevauchement suivant le type de sollicitation	20
2.4.13 Effet des fibres.....	21
2.5 Approche de conception.....	22
3 CHOIX ET CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX	23
3.1 Introduction	23
3.2 Les BFUP	23
3.2.1 Classes des bétons.....	23

3.2.2	Mise au point.....	23
3.2.3	Propriétés mécaniques.....	25
3.3	Choix des BFUP	26
4	COMPORTEMENT EN TRACTION DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT EN BFUP	28
4.1	Introduction	28
4.2	Programme d'essais	28
4.3	Caractéristiques mécaniques des BFUP utilisés	32
4.4	Procédure d'essai	33
4.5	Résultat comportement global :.....	34
4.6	Résultats des essais avec instrumentation interne	36
4.6.1	Traitement des résultats.....	36
4.6.2	Sommaire des résultats.....	36
4.7	Conclusions et perspectives.....	38
5	COMPORTEMENT EN FLEXION DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT EN BFUP.....	40
5.1	Introduction	40
5.2	Méthodologie.....	40
5.3	Essais monotoniques	42
5.3.1	Programme expérimental.....	42
5.3.2	BFUP	45
5.3.3	Procédure d'essai	45
5.3.4	Résultats	49
5.3.5	Conclusions	49
5.4	Essais cycliques	50
5.4.1	Programme expérimental.....	50
5.4.2	BFUP	53
5.4.3	Procédure d'essai	55
5.4.4	Résultats	57
5.5	Conclusions des essais de flexion.....	59

6 CONCLUSIONS	60
RÉFÉRENCES	61
ANNEXE	65

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Les exigences des codes de conception pour la résistance sismique ont évolué aux cours des dernières années. Ainsi les structures existantes, particulièrement celles construites avant la mise en application du Code CSA-S6-00¹, présentent des détails de conception qui sont reconnus pour être déficients. Advenant un séisme majeur, le manque de ductilité des éléments porteurs pourrait conduire à la mise hors service ou provoquer des dommages majeurs à certains ponts. Cette condition touche la grande majorité des ponts du Québec pour lesquels la résistance sismique est assurée par des piles.

Une des principales déficiences retrouvées dans les ponts construits avant 1990 est le chevauchement des armatures dans les zones de moment maximal, le plus souvent au niveau de la jonction pile-semelle. Bien que plusieurs méthodes aient été développées pour les piles circulaires et carrées, aucune méthode pratique n'avait jusqu'à tout récemment été proposée pour le renforcement des piles rectangulaires.

Une nouvelle méthode innovatrice développée à l'École Polytechnique de Montréal consiste à remplacer le béton autour des armatures dans les zones de chevauchement par un béton fibré ultra performant (BFUP). Des essais sur des piles de grande dimension réalisés à l'École Polytechnique^{2,3} ont démontré que cette technique permet d'atteindre des niveaux de ductilité nettement suffisants pour assurer un comportement adéquat pour les séismes typiques du Québec. Cette nouvelle technique permet de conférer aux piles une très grande ductilité et d'apporter une protection qui améliorera grandement leur durabilité vu la grande étanchéité des BFUP. Cette technique, applicable pour tous types de géométries de piles, pourrait s'avérer la meilleure alternative pour le renforcement sismique des grands ouvrages du réseau routier comportant des piles où le couplage au tablier ne permet pas l'usage de systèmes de mitigation des efforts sismiques.

Cette technique est fort probablement la seule applicable aux piles rectangulaires, sans altérer leur apparence car la réparation n'excède pas les dimensions d'origine des piles. Cette nouvelle technique de réparation allie à la fois l'efficacité et la simplicité, elle fait appel uniquement à la main d'œuvre usuellement utilisées dans les projets de construction et elle adopte une procédure identique à celle préconisée par le Ministère pour les réparations de piles endommagées. De plus, comme le BFUP est un matériau autonivelant, il peut être utilisé dans une grande variété de conditions où le chevauchement des armatures n'est pas adéquat.

Le potentiel de la technique a été démontré sur des spécimens de grande taille pour une géométrie, une configuration d'armature et un type de BFUP. Pour étendre le domaine d'application de cette nouvelle technologie il s'avère nécessaire d'élargir la gamme des résultats expérimentaux afin de couvrir un spectre plus représentatif des conditions réelles. Ces essais, combinés aux développements théoriques, permettront éventuellement de proposer une méthode de calcul rigoureuse permettant d'appliquer cette technologie pour le renforcement des piles de ponts.

1.2 OBJECTIFS GÉNÉRAUX DU PROJET DE RECHERCHE

L'objectif principal du projet de recherche est de doter le ministère des Transports d'une technique de renforcement pour les piles de ponts existants, simple d'application, et permettant de conférer aux ponts une ductilité répondant aux exigences sismiques propres aux conditions sismiques du Québec. Le projet de recherche vise à :

- déterminer les règles permettant de concevoir un renforcement en BFUP applicable à une grande variété de situations retrouvées dans les piles types (grosesse de barres, disposition des armatures, etc.);
- appliquer ce type de renforcement à des piles grandeur réelle testées en laboratoire.

Il est envisagé qu'à la suite de ce projet de recherche, l'essentiel des aspects requis pour appliquer cette nouvelle technique de renforcement à des ouvrages existants seront disponibles.

1.3 PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE ET DU PRÉSENT DOCUMENT

Le présent rapport présente les résultats des essais associés au volet 1 du projet de recherche qui vise la détermination des règles de conception d'un renforcement en BFUP. Les essais réalisés sur des tirants et des poutres ont permis de déterminer les fondements de ces règles de conception qui seront éventuellement formulées au terme de ce projet de recherche. Ce second rapport fait suite à un premier rapport⁴ dans lequel ont été décrits le contexte global du développement de cette technique de renforcement innovatrice, la problématique de la résistance sismique des piles de ponts existants ainsi que le sommaire des études antérieures réalisées à l'École Polytechnique de Montréal.

1.4 ORGANISATION DU RAPPORT

Le chapitre 2 du rapport présente la problématique du comportement des joints de chevauchement alors que le chapitre 3 introduit les notions de base des bétons renforcés de fibres, et plus particulièrement les BFUP. Les chapitres 4 et 5 donnent les détails des parties expérimentales des campagne d'essais destinées à supporter le développement des connaissances scientifiques requises pour concevoir les renforcement des joints de chevauchement en BFUP. Le chapitre 6 conclut en traçant les activités de recherche projetées pour mener à terme ce projet.

2 COMPORTEMENT DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT

2.1 INTRODUCTION

Ce chapitre, tiré de la proposition de recherche de Fabien Lagier⁵, présente l'état de l'art sur le comportement et influence de la liaison acier-béton sur le comportement structural.

Les performances sismiques des piles de pont dimensionnées avant les premières réglementations sismiques dépendent fortement de la capacité des joints de chevauchement à effectuer le transfert des efforts de traction des barres longitudinales de la pile aux armatures en attente de la fondation. Ce transfert d'efforts ne pourrait se produire sans l'existence d'une liaison entre l'acier et le béton. Proposer une méthode de renforcement sismique de la base des piles nécessite la compréhension des mécanismes de rupture des joints de chevauchement associés au comportement de la liaison acier-béton. Au-delà de la simple longueur de chevauchement insuffisante disponible à la base des piles de pont, un nombre considérable de paramètres viennent influencer les performances de cette zone, tels que le diamètre des barres, l'épaisseur d'enrobage, l'espacement entre les barres chevauchées, la qualité du béton, la quantité d'armatures transversales, etc. Un résumé de l'influence de chacun de ces paramètres sera détaillé dans cette section.

2.2 DÉFINITIONS

Le transfert d'efforts du béton à la barre ou inversement est assuré grâce à l'existence de l'adhérence entre l'acier et le béton. Une certaine longueur est nécessaire pour assurer la bonne transmission des efforts. Une longueur d'ancrage est définie par les codes actuels comme la longueur nécessaire pour développer le plein effort dans la barre permettant d'atteindre la plastification de la barre.

Lorsque les longueurs de barres nécessaires pour la construction dépassent les longueurs commerciales disponibles ou lorsque, pour des détails constructifs, il est nécessaire de prévoir des barres en attente, chaque tronçon de barres doit venir se chevaucher à son extrémité avec une nouvelle barre d'armature pour rétablir la continuité mécanique.

2.3 LES MÉCANISMES D'ADHÉRENCE ET LES DIFFÉRENTS TYPES DE RUPTURE ASSOCIÉS

Le transfert des efforts entre une barre d'armature et le béton est généralement traduit à partir de la relation contrainte tangentielle/glisement (déplacement relatif de la barre par rapport au béton) à l'interface, désignée τ - δ , telle qu'illustrée sur la Figure 2.1.

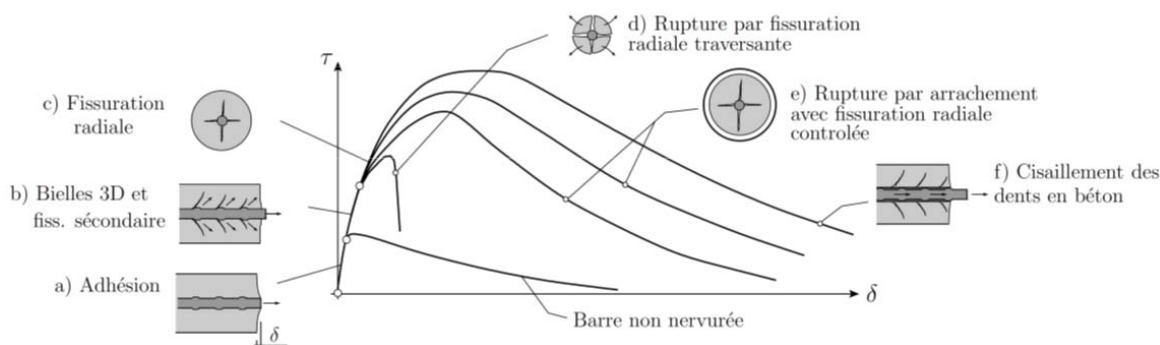


Figure 2.1 : Relation locale de la contrainte tangentielle-glissement⁶

Avant de discuter en détail des mécanismes de transfert d'efforts à partir des différentes courbes ci-dessus, il est important de noter que la relation τ - δ représente d'une manière conventionnelle et simplifiée le comportement de la liaison acier-béton à l'échelle structurale en supposant une contrainte tangentielle constante à l'interface. Cette relation⁷ représente donc le comportement de la liaison d'un ancrage court, dont la longueur d'ancrage reste inférieure à $5 d_b$.

L'interaction physique entre les deux matériaux est couramment distinguée à partir de trois mécanismes⁸:

- l'adhérence chimique;
- la butée mécanique des crénelures de barres sur le béton avoisinant;
- la friction entre deux surfaces rugueuses, acier-béton ou béton-béton.

A l'origine du développement du béton armé, les barres d'armatures utilisées étaient lisses (non nervurées), dénuées de toutes crénelures, dont seul l'adhérence chimique suivi du frottement à l'interface contrôlaient le comportement de la liaison. Avec l'introduction des barres crénelées, la résistance de la liaison a été nettement améliorée grâce à l'interaction mécanique entre les crénelures et le béton, qui devient le mécanisme prépondérant.

Jusqu'à un faible taux d'efforts dans la barre, la résistance de la liaison est assurée par l'adhérence chimique entre la pâte de ciment et la surface de l'armature. A l'interface, aucun glissement ne se produit. Cependant, la mesure du glissement relatif, δ (Figure 2.1-a), représente le déplacement relatif de la barre vis-à-vis d'une zone de béton non perturbée. Ainsi, le glissement noté dans cette première phase traduit la déformation de cisaillement du béton environnant l'interface. La limite d'adhérence chimique⁷ est atteinte pour une contrainte tangentielle, $\tau \leq (0.2 \text{ à } 0.8) f_{ct}$. L'adhésion chimique se rompt relativement rapidement au niveau de la réponse de la liaison.

La force de transfert des efforts de la barre est ensuite majoritairement assurée par la butée mécanique des crénelures sur le béton avoisinant (Figure 2.1-b et c). Un champ de contrainte de compression inclinée d'un angle, α , (nommé aussi bielle) est appliqué sur le béton à partir de la face avant des crénelures, accompagné d'une fissure secondaire transverse qui se produit à l'arrière de la crénelure, telle qu'illustré sur la Figure 2.2. Ce champ de contraintes inclinées, peut être décomposé en une contrainte tangentielle et une contrainte radiale (nommée aussi pression radiale). Avec l'augmentation de l'effort dans la barre, une zone de béton en tête de crénelures vient s'écraser en modifiant l'inclinaison des bielles comprimées et la surface de contact du transfert d'efforts. La composante radiale des bielles de compression est équilibrée par une contrainte de traction ortho-radiale au sein du béton d'enrobage, nommé anneau de contrainte (« hoop stress » en anglais). Ce dernier est délimité par la zone de béton non fissurée se trouvant au-delà de l'extrémité des fissures secondaires transverses, (Figure 2.2-b).

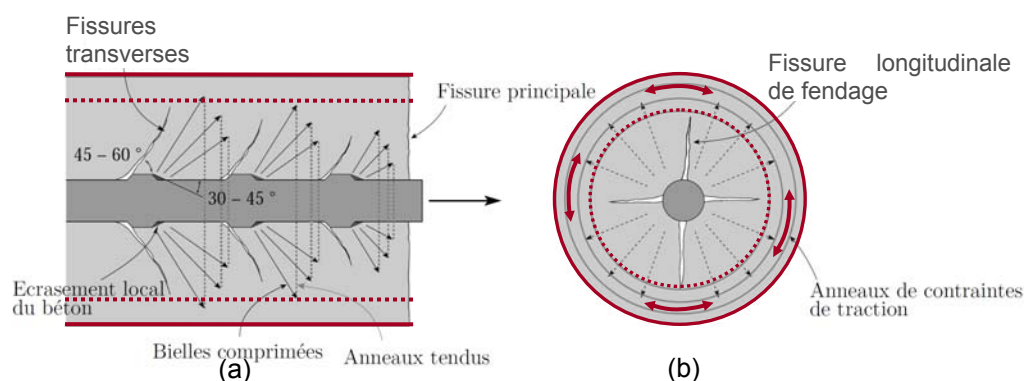


Figure 2.2 : Mécanisme de butée des crénelures⁶

Si le confinement apporté par l'anneau de béton non fissuré est insuffisant, une fissure longitudinale de fendage se développe depuis la surface de la barre jusqu'à la surface libre du béton la plus proche, par la libération instantanée de l'énergie de rupture associée à une rupture fragile (Figure 2.3-a).

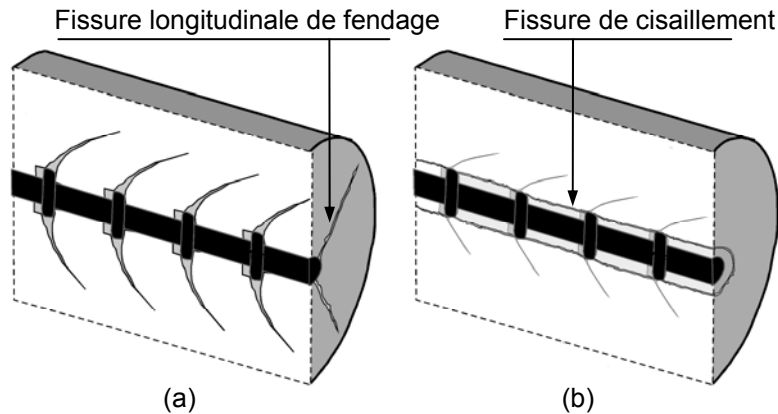


Figure 2.3 : Différents types de ruine⁹

A l'inverse, si le confinement est suffisant pour équilibrer la pression radiale, une coalescence de fissures de cisaillement va se créer autour de la tête de crénelure avec l'augmentation du glissement de la barre. La contrainte tangentielle maximum pouvant être atteinte se situe entre $(0.33 \text{ à } 0.50) f'_c$. Progressivement, le mécanisme de butée des crénelures change pour un mécanisme de fiction béton-béton au niveau de la surface de cisaillement entre les dents de béton compris entre chaque crénelure et le béton environnant (Figure 2.3-b). La rupture de la liaison s'effectue alors par déchaussement de la barre.

2.4 CARACTÉRISTIQUES ET PARTICULARITÉS DES JOINTS DE CHEVAUCEMENT EN TRACTION

2.4.1 INTRODUCTION

Un mécanisme de transfert des efforts d'une barre à l'autre s'effectue dans une zone de chevauchement, à la différence du comportement d'une seule barre ancrée. Les études expérimentales ont montrées, cependant, que l'initiation de la fissuration et la rupture par fendage dans les joints de chevauchement est relativement similaire à une barre ancrée. Il est généralement accepté que la résistance d'une barre chevauchée soit quasiment similaire à celle d'une barre ancrée pour un environnement donné, bien que plusieurs auteurs se confrontent à ce sujet.

Contrairement à l'étude de l'ancrage des barres, la majorité des recherches effectuées sur la longueur de chevauchement se sont principalement concentrées sur l'évaluation de leur résistance ultime dans l'optique de développer des règles de calcul pour les codes de conception. Ce n'est que très récemment que certains auteurs ont démontré l'intérêt particulier de connaître la capacité de déformation des joints de chevauchement, information essentielle pour pouvoir effectuer une analyse de la réponse sismique d'une pile en béton armé comprenant une zone de chevauchement déficiente^{10,11}. A partir d'une vaste campagne expérimentale

menée sur des poutres avec un joint de chevauchement en zone de moment constant, Harajli et al.^{12,13,14} sont les premiers auteurs à proposer une relation contrainte tangentielle-glissement fonction de plusieurs facteurs étudiés, tels que le diamètre de barre, le ratio épaisseur d'enrobage/diamètre de barre, la résistance en compression du béton, et le type de confinement (étriers, béton de fibres, tissu en polymère renforcé de fibres).

2.4.2 MÉCANISMES DE TRANSFERT D'EFFORTS

Le comportement de base d'un joint de chevauchement en traction reste identique à celui d'une zone d'ancrage. En présence de barres crénelées, le mécanisme de transfert prépondérant s'effectue à partir de la butée des crénelures sur le béton. L'effort d'une barre est transmis à l'autre par l'intermédiaire du béton environnant (Figure 2.4).

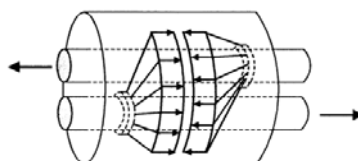


Figure 2.4 : Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement¹⁵

La représentation simplifiée de bielles-tirants proposée par Schlaich et al.¹⁵ permet de mettre en avant la contribution du béton d'enrobage dans la transmission des efforts. Tout comme le mécanisme d'ancrage d'une barre crénelée décrit précédemment, les bielles de compression inclinées générées par les crénelures de chaque barre chevauchée doivent être équilibrées par un anneau de contrainte en traction dans le béton d'enrobage pour assurer toute la résistance du joint de chevauchement.

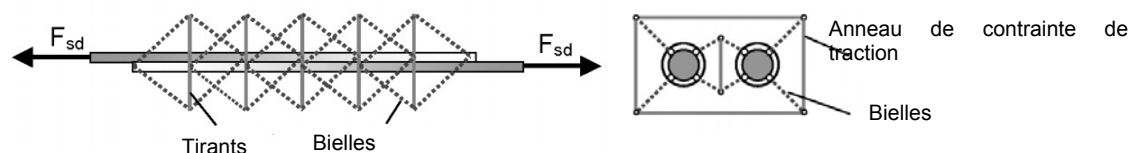


Figure 2.5 : Modèle de bielles-tirants d'un joint de chevauchement¹⁶

L'évaluation de la pression radiale générée constitue donc un des paramètres clef pour pouvoir déterminer la résistance ultime d'un joint de chevauchement, tant d'un point de vue analytique que numérique. Le nombre de recherches menées sur la relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte radiale générée par l'action des crénelures sur le béton est relativement limité et plusieurs auteurs proposent des

théories différentes¹⁷⁻¹⁹. La principale cause des divergences trouvées entre les auteurs réside dans la réelle difficulté d'accéder à une mesure de champ (déplacement, déformation) au niveau local à l'échelle de la crénelure.

2.4.3 MODES DE RUPTURE

Les joints de chevauchement présentent les mêmes modes de rupture qu'une barre simplement ancrée. Cependant, les essais réalisés sur des éléments en béton armé en présence d'une zone de chevauchement ont montré que leur résistance ultime est gouvernée par l'apparition de fissures longitudinales de fendage (Figure 2.6). Ces fissures surviennent lorsque la contrainte de traction dans le béton environnant les barres, généré par l'action des crénelures, atteint la résistance limite du béton. Le schéma de fissuration, ainsi que l'ouverture des fissures dépendent fortement du confinement apporté par l'environnement entourant le couple de barres.

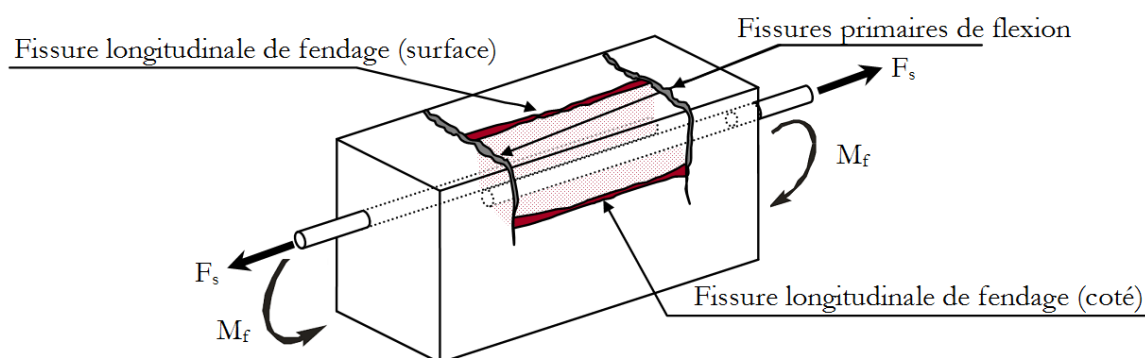


Figure 2.6 : Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement

L'épaisseur d'enrobage et l'espacement entre joints de chevauchement guide principalement le schéma de fissuration. À partir d'une analyse numérique des champs de contraintes probables au sein du béton environnant un joint de chevauchement, Eligehausen²⁰ propose différents schémas de fissuration de fendage suivant la configuration des barres dans une section donnée, telle que représentée sur la Figure 2.7. Ces patrons de fissuration sont en accord avec les précédentes recherches menées à ce sujet^{17,22,23}.

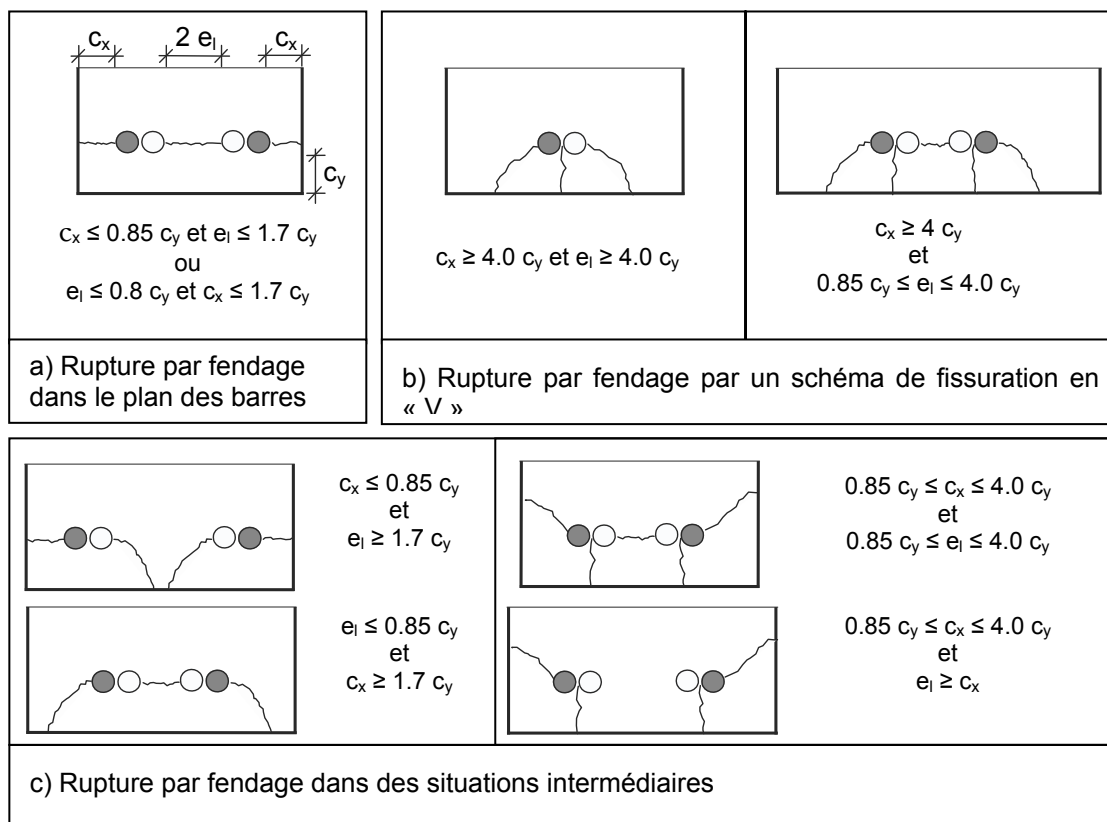


Figure 2.7 : Orientation de la fissuration de fendage²⁰

Suivant les relations entre l'épaisseur d'enrobage horizontal et vertical ainsi que l'espacement entre les couples de barres chevauchées, un schéma de fissuration sera privilégié soit dans le plan latéral passant par l'axe des barres (Figure 2.7-a), soit par schéma de fissures en « V » (Figure 2.7-b).

Lorsque l'épaisseur d'enrobage horizontale est inférieure à celle de l'enrobage vertical et que l'espacement entre les couples de barres chevauchées est relativement faible, le plan de rupture dans le plan latéral survient. Ce type de rupture est fréquemment rencontré dans le cas de poutre de faible largeur. A contrario, lorsque l'épaisseur d'enrobage vertical est inférieure à celui horizontal et que l'espacement entre couple de barres chevauchées est suffisamment important, le mode rupture est initié par un schéma de fissuration en « V ». Une combinaison de ces deux principaux plans de rupture se produit dans des situations intermédiaires aux deux configurations extrêmes précédemment explicitées (Figure 2.7-c).

Sachant que les armatures transversales ne deviennent réellement actives qu'une fois l'apparition d'une fissure de fendage, leurs présences ou non dans la zone de chevauchement ne modifient par le patron de fissuration à la ruine précédemment présenté.

Dans le cas d'un joint de chevauchement sollicitée en flexion pure, deux fissures primaires de flexion vont s'initier aux extrémités des barres chevauchées, telles que schématisées sur la Figure 2.6. Cette fissure de flexion privilégiée est due à la forte discontinuité de rigidité causée par un changement brusque de section d'armature en traction à la jonction entre l'extrémité de la barre et le début de la zone chevauchée. Plizzari et al.²⁴ remarquent que l'ouverture des fissures longitudinales de fendage varie le long du joint de chevauchement et a une valeur maximale aux extrémités, là où le glissement de chaque barre est le plus important dû en partie à la présence d'une fissure primaire de flexion.

2.4.4 LES FACTEURS INFLUENÇANT LES PERFORMANCES DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT

Il est important de noter qu'à partir des explications des mécanismes de rupture associée à la liaison acier-béton, le comportement de cette dernière, traduit de manière générale par une relation τ - δ , ne peut être considéré comme une propriété intrinsèque d'un matériau fictif d'interface. Son comportement est d'avantage relié à l'échelle de la structure qui l'entoure. Un résumé de l'ensemble des paramètres pouvant affecté le comportement de la liaison dans le cadre d'une zone de chevauchement est présenté dans cette section.

2.4.5 LONGUEUR DE CHEVAUCHEMENT

Pour un diamètre de barre donné, un plus grand effort au sein d'une barre chevauchée peut être repris avec l'augmentation de la longueur de chevauchement, grâce à la diminution de la pression radiale générée par unité de longueur. Cependant, il existe une limite au-delà de laquelle, l'augmentation de la longueur de chevauchement ne procure plus d'amélioration significative sur la résistance du chevauchement. Les études expérimentales montrent clairement que la relation n'est pas linéaire et doubler la longueur de chevauchement ne permet pas d'en doubler sa résistance^{23,25,26}. A partir de l'examen de nombreuses études expérimentales, Canbay et al.²⁷ estiment que la résistance d'un joint de chevauchement est approximativement proportionnelle à la racine carrée de la longueur de chevauchement normalisé sur le diamètre de barre $(\propto \beta \cdot \sqrt{l_s / d_b})$.

2.4.6 CARACTÉRISTIQUES DE LA BARRE D'ACIER

Une influence claire du diamètre de barre n'est pas constatée dans la littérature. On peut noter néanmoins que dans le cas de barres de faible diamètre (< 15 mm), le glissement d'interface est principalement associé à l'écrasement de la zone de béton devant les crénelures, fonction principalement de la résistance en compression du béton. Tandis que dans le cas de barres de gros diamètre (> 25 mm), la pression radiale exercée par les crénelures joue un rôle primordial dans

l'initiation d'une rupture par fendage, fonction principalement de la résistance en traction du béton, et du confinement apporté dans la zone de chevauchement.

Les caractéristiques géométriques de la barre, plus spécifiquement la configuration des crénelures contribue de manière significative sur le comportement de l'interface acier-béton. Depuis l'introduction sur le marché de la construction des barres crénelées, des études ont été menées pour évaluer quel type de configuration fournie le meilleur ancrage de la barre. La meilleure performance de la liaison peut être atteinte par une combinaison judicieuse entre la hauteur des crénelures, leurs espacements, et le diamètre de la barre, caractérisé par un paramètre correspondant à la surface relative des crénelures, α_{SR} défini comme suit :

$$\alpha_{SR} = \frac{A_R}{\pi d_b c_R} \quad (2.1)$$

Avec A_R : Aire projetée de la crénelure sur un plan perpendiculaire
à l'axe de la barre
 c_R : Espacement entre deux crénelures

Avec l'augmentation de la surface relative des crénelures (ex : augmentation de la hauteur des crénelures pour un espacement gardé constant), la résistance et la rigidité de la liaison augmente, cependant, le risque d'initiation d'une rupture par fendage s'amplifie en conséquence⁷. Tepfers¹⁷ constate expérimentalement que des barres ayant une surface relative des crénelures plus élevée permettent d'augmenter légèrement la résistance d'un joint de chevauchement. Néanmoins, il est important de garder à l'esprit que cette augmentation de résistance est étroitement liée au confinement apporté par la région environnant la zone de chevauchement. Une valeur de α_{SR} comprise entre 0.05 et 0.1 semble représenter un bon compromis entre la résistance ultime atteinte, la sensibilité au fendage et les performances de la liaison à l'état limite de service⁹.

L'état de contrainte dans les barres chevauchées peut avoir une influence sur le comportement de la liaison. Pour les barres crénelées dans un domaine élastique, l'influence de la contraction radiale due à l'effet Poisson est minime sur la résistance de la liaison. Par contre, lorsque la contrainte dans la barre atteint sa limite d'élasticité, l'effet de la contraction radiale de la barre n'est plus négligeable provoquant une perte d'adhérence drastique à l'endroit où la barre s'est plastifiée²⁸. Le glissement à l'interface est ensuite principalement contrôlé par la zone de plastification de la barre et la relation τ - δ (contrainte tangentielle/glissement) devient similaire au type de rupture par fendage, comme présenté sur la Figure 2.1-c. Dans la majeure partie des campagnes expérimentales menées sur l'étude des joints de chevauchement, une rupture par fendage du béton est atteinte bien avant la plastification de la barre.

2.4.7 RÉSISTANCE ET QUALITÉ DU BÉTON

Les performances de la liaison dépendent à la fois de la résistance en compression et en traction du béton. Sachant que la rupture d'un joint de chevauchement est généralement causée par le fendage du béton en traction, la résistance ultime en traction du béton joue un rôle majeur sur le comportement de la liaison et l'initiation de fissure. La résistance en compression du béton quand à elle, permet de reprendre les concentrations de contrainte en amont de chaque crénelure, affectant directement la rigidité de la liaison.

La résistance de la liaison est couramment exprimée dans les codes de conception en fonction de la racine carrée de la contrainte de compression, relié à la résistance en traction du béton. Récemment certains auteurs suggèrent que la relation entre l'augmentation de la résistance des joints de chevauchement et la résistance en compression du béton élevée à la puissance $1/4$ assure une meilleure corrélation avec les essais expérimentaux^{27,29}. Par ailleurs, il est important de noter qu'avec l'augmentation des résistances d'un Béton Haute Performance (BHP) par rapport à un Béton Ordinaire (BO), le comportement à l'interface diffère. Azizinamini et al.³⁰ constatent qu'avec l'utilisation d'un BHP, la distribution du transfert d'efforts par la butée des crénelures n'est pas répartie uniformément sur l'ensemble de la longueur de chevauchement (Figure 2.8).

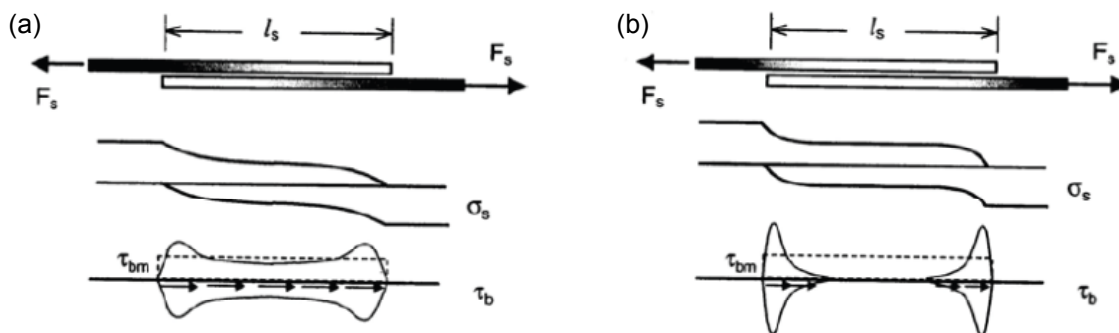


Figure 2.8 : Transferts d'efforts en barres chevauchée, (a) Béton ordinaire, (b) Béton haute performance¹⁵

Avec l'augmentation de la rigidité de l'interface acier-béton, les premières crénelures transmettent la quasi-totalité de l'effort et produisent une pression radiale largement supérieure à celle d'un BO. Il est reporté par Azizinamini et al.³⁰ que la résistance au fendage du béton, reliée à la résistance en traction offerte par un BHP, n'augmente pas au même rythme que la pression radiale générée. Une rupture par fendage au voisinage des premières crénelures de la zone de chevauchement surviendra rapidement avant même la participation de l'ensemble des crénelures. L'amélioration des performances de la liaison par l'utilisation d'un BHP nécessite donc d'assurer une meilleure résistance au fendage, par l'utilisation d'acier transversaux ou l'utilisation de fibres.

La position des barres suivant le sens de coulage du béton influence la résistance offerte à l'interface acier-béton. Il est reporté dans la littérature que les zones d'ancrage et de chevauchement situées au niveau de la surface supérieure par rapport sens de coulage présentent une résistance de liaison plus faible^{25,31}. Le béton de surface moins dense et plus poreux, l'accumulation d'eau et les bulles d'air pouvant être stockées sous l'armature, ainsi que la présence de fissures due à un retrait gêné autour des barres supérieures sont les principales causes mise en avant pour expliquer cette diminution de résistance de l'adhérence. Cet effet devient notable avec l'augmentation de la profondeur de l'élément coulé dans le cas de BO mais ne semblent pas avoir une réelle influence avec l'utilisation de BHP.

2.4.8 ÉPAISSEUR D'ENROBAGE :

L'épaisseur d'enrobage du béton et la distance entre différents joints de chevauchement sont deux paramètres important dans la détermination des plans privilégiés de rupture par fendage, comme il a été vu à la section 2.4.3. En l'absence d'une quantité suffisante d'acier transversaux ou d'un confinement extérieur, une épaisseur d'enrobage d'environ trois fois le diamètre de barres semble être nécessaire pour éviter une rupture de fendage pour un BO et BHP⁷.

Dans le cas d'un chargement monotone, l'épaisseur d'enrobage contribue significativement au contre-balancement de la pression radiale générée par la barre. Il semblerait que ce facteur soit bien moins significatif sous un chargement cyclique, où une quantité considérable de fissures sont présentes dans le béton d'enrobage avant la rupture de la zone de chevauchement³¹.

2.4.9 ACIER TRANSVERSAUX

Parmi l'ensemble des paramètres qui influence la résistance et la capacité de dissipation d'énergie d'une zone de chevauchement, l'apport d'un confinement dit passif par l'utilisation d'aciers transversaux est probablement le plus important, surtout dans le cas de structure devant résister à des efforts sismiques. Les aciers transversaux ne commencent à être effectifs seulement à partir de l'initiation d'une fissure longitudinale de fendage, comme l'illustre la Figure 2.9. Ils permettent de contrôler ainsi la formation et la propagation de ces fissures. La quantité et la distribution des aciers transversaux dans la zone de chevauchement sont les deux critères essentiels pour la conception adéquate d'un confinement d'une zone de chevauchement.

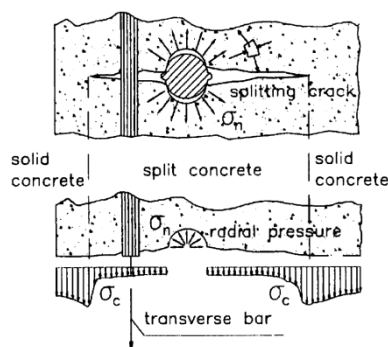


Figure 2.9 : Fissure de fendage et action de confinement des aciers transversaux³²

La présence d'aciers transversaux empêche donc la perte brutale d'adhérence des barres chevauchées et permet d'augmenter la résistance de la liaison. Concentrer les aciers transversaux aux extrémités des zones de chevauchement, là où l'état de contrainte dans le béton environnant est maximum, est plus efficace¹⁷. Cependant cette constatation n'est vraie que pour des cas de chargement monotone. Lukose et al.³¹ montre que dans le cas de chargement cyclique inverse, une répartition uniforme des aciers transversaux est préférable. Pour une même quantité d'armatures transversales, les auteurs ont révélé que l'utilisation de barres de petit diamètre faiblement espacées est préférable aux barres de gros diamètres nettement espacées.

Plusieurs études expérimentales ont montré que l'augmentation de résistance apportée par les étriers disposés dans une zone de chevauchement est généralement indépendante de leur limite d'élasticité^{18,33-35}, contrairement à ce que préconise le code CAN/CSA-S6-06¹. Au moment de la rupture de la zone de chevauchement les aciers transversaux atteignent rarement le seuil de plastification.

Au-delà de l'influence sur le comportement de la zone de chevauchement, les aciers transversaux assurent un confinement du noyau de béton qui permet d'en augmenter sa résistance en compression et d'améliorer le comportement global de la structure.

2.4.10 LE TYPE DE CHARGEMENT

Le comportement d'une zone de chevauchement est fortement influencé par le type de sollicitation subite. Bien que les mécanismes de dégradation d'une zone d'ancrage dans le cas d'un chargement monotone restent similaires sous un chargement cyclique inverse, une diminution drastique de la résistance et de la rigidité de la liaison survient avec l'augmentation du nombre de cycles, comme l'illustre la Figure 2.10 représentant la réponse d'une barre ancrée. La forte sévérité d'une charge cyclique inverse sur le comportement de la liaison est principalement liée à la direction alternée des mécanismes de transfert d'efforts de la barre au béton, entraînant la coalescence des fissures de cisaillement et l'imbrication des fissures secondaires transverses. Une explication détaillée des mécanismes de

dégradation de la liaison sous chargement cyclique est présentée dans les travaux conséquents d'Elgehausen³⁶.

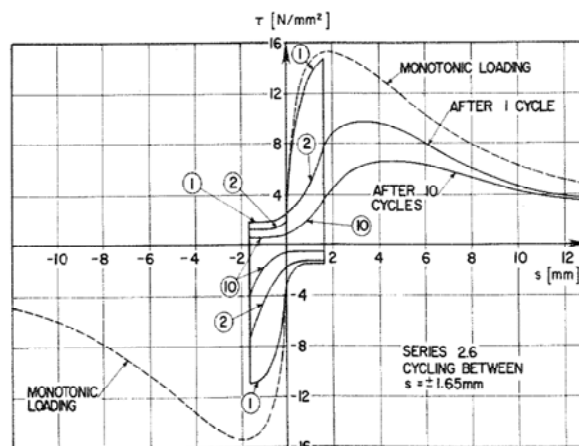


Figure 2.10 : Relation contrainte tangentielle-glissement sous chargement sismique, série 2.6³⁶

La dégradation de la liaison dépend principalement du glissement maximal atteint dans chaque direction aux cycles précédents ainsi que d'autres paramètres tels que la surface relative des crénelures, la résistance du béton, la présence d'un confinement et le nombre de cycles subis⁷.

2.4.11 ESPACEMENT ENTRE BARRES CHEVAUCHÉES

La majeure partie des études menées sur les joints de chevauchement ont été effectuées à partir de barres chevauchées en contact. Néanmoins, il s'avère que plusieurs bases de piles de pont existantes présentent des joints de chevauchement avec un certain espacement entre les barres provenant de la fondation et les barres longitudinales de la pile. Dans le cas de barres chevauchées espacées, le transfert d'efforts d'une barre à l'autre s'effectue par l'intermédiaire de bielle de compression (Figure 2.11-a).

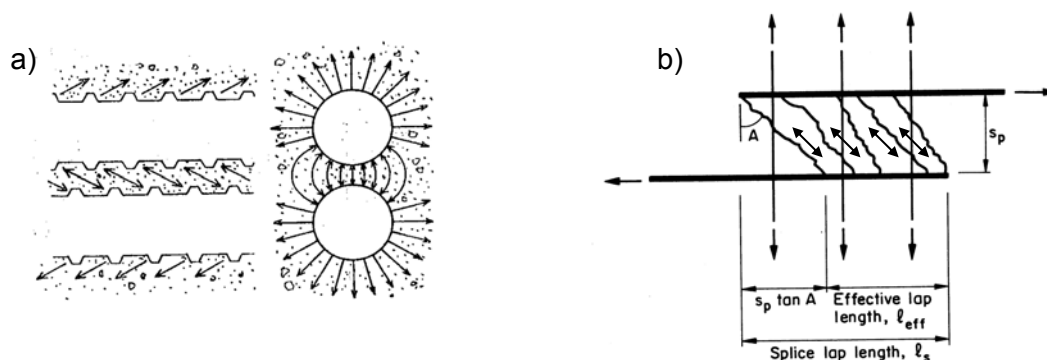


Figure 2.11 : Transfert d'efforts entre barres chevauchées espacées, (a) bielles de compression entre barres^{37,38}

Le béton d'enrobage ainsi que les aciers transversaux sollicités en traction permettent de contrebalancer la pression radiale générée (Figure 2.11-b). Les premières recherches effectuées sur l'influence de l'espacement entre barres chevauchées ne semblent pas montrer une réelle différence en termes de résistance et performance atteinte comparées aux barres chevauchées en contact sous chargement monotone^{25,39}. Sagan et al.³⁸ ont mené une étude sur des éléments de dalle comportant deux joints de chevauchement sollicités en traction directe sous un chargement monotone et un chargement cyclique répété (jusqu'à la plastification de la barre) pour déterminer l'effet de l'espacement entre barres chevauchées sur la résistance et le comportement des zones de chevauchement. Des barres de 19 et 25 mm de diamètres ont été testées. Les auteurs concluent à partir de leur essais que la résistance ultime d'une zone de chevauchement est indépendante de l'espacement entre les barres chevauchées pour des espacements jusqu'à $6 d_b$ sous chargement monotone, et jusqu'à $8 d_b$ sous chargement cyclique répété. La même tendance est observée⁴⁰ sur des essais de piles de pont circulaire à l'échelle 1:2 sous chargement cyclique-statique, pour lesquelles l'augmentation de l'espacement entre barres chevauchées à la base de la pile ne modifie pas la capacité de résistance du chevauchement.

Les essais réalisés par Hamad et al.⁴¹ sur l'influence de l'espacement des barres chevauchées en zone de flexion pure sur des dalles unidirectionnel sous chargement monotone, ont montré quant à eux une légère augmentation de la résistance de la liaison avec l'augmentation de l'espacement entre barre chevauchée jusqu'à un optimum pour un espacement de $5 d_b$. A cet espacement, une augmentation de 6%, 9% et 10% est constaté pour des diamètres de barre de 14, 16 et 20 mm respectivement.

2.4.12 POSITION DE LA ZONE DE CHEVAUCHEMENT SUIVANT LE TYPE DE SOLLICITATION

La majeure partie des études expérimentales sur les zones de chevauchement a été menée sur des poutres soumises à de la flexion pure au niveau de la zone chevauchée. Néanmoins, la base des piles de pont subissent des efforts de flexion

combinés à des efforts de cisaillement durant un séisme. En présence d'un gradient de moment dans une zone de chevauchement, les efforts à reprendre aux extrémités des barres chevauchées deviennent inférieurs à ceux sous moment constant, dû à la contribution du cisaillement. Ainsi plus le cisaillement est grand dans une zone de chevauchement, plus le gradient de moment fléchissant est important, et moins d'efforts transiteront dans le joint de chevauchement. Les observations réalisées par Lukose et al.³¹ ont démontré clairement que les performances d'une zone de chevauchement en présence de cisaillement étaient toujours supérieures à celles sous moment constant. Par conséquent, les essais de zones de chevauchement sous moment constant constituent donc la condition la plus critique pour tester leur résistance.

2.4.13 EFFET DES FIBRES

Une manière de contrôler l'initiation et la propagation de fissures de fendage est d'introduire des fibres dans le béton. La principale action des fibres dans une zone de chevauchement est d'assurer un comportement beaucoup plus ductile après le développement de fissures de fendage. Cependant, le type de béton, la quantité de fibres, la forme des fibres, leur orientation sont autant de paramètres supposés influencer la performance d'un béton fibré dans une zone de chevauchement.

Les travaux de Harajli et al.^{14,42,43} sur des BRF ont pu montrer la nette contribution de fibres métalliques à crochet sur le comportement local d'une zone de chevauchement. Sous chargement monotone (Figure 2.12), la rigidité initiale de la liaison n'est pas influencée par la présence de fibres. La résistance ultime de la liaison est légèrement améliorée en présence de fibres. Par contre, avec l'augmentation de la quantité de fibres, le mode de rupture par fendage devient beaucoup plus ductile.

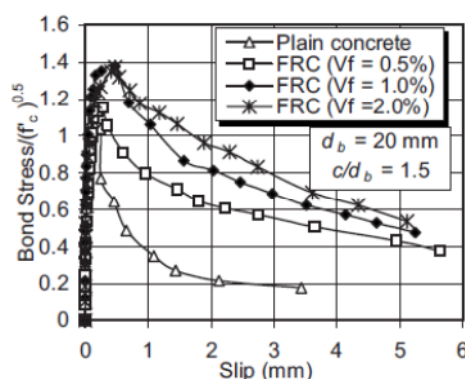


Figure 2.12 : Adhérence des barres chevauchées sous chargement statique¹⁴

Ainsi sous chargement cyclique (Figure 2.13), la présence de fibres améliore de manière significative la dégradation de la liaison avec l'augmentation des cycles subis. Une diminution contrôlée de la résistance et de la rigidité de la liaison est alors constatée une fois l'initiation d'une fissure de fendage atteinte, contrairement au cas du béton sans fibre où une perte drastique de l'adhérence est directement notée.

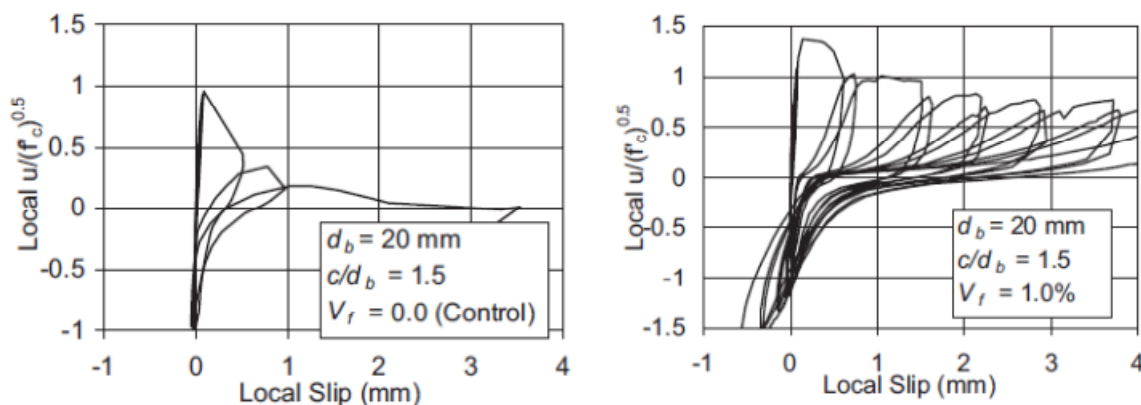


Figure 2.13 : Adhérence des barres chevauchées sous chargement cyclique inverse¹⁴

Avec les récentes avancées effectuées sur le développement de nouveaux bétons fibrés regroupés sous l'appellation BFUP, les performances de la liaison peuvent être fortement améliorées. La haute résistance en traction de ces bétons ($f_{ct} \geq 10$ MPa), jumelée à la présence de fibres courtes (en quantité souvent supérieur à 2% en volume) a montré sur des essais d'arrachement qu'il était possible d'empêcher le mode de rupture par fendage d'un joint de chevauchement^{2,3}.

2.5 APPROCHE DE CONCEPTION

L'approche retenue pour la conception des joints de chevauchement en BFUP s'inspirera des modèles existants, dont en particulier ceux issus de la théorie de plasticité⁴⁴. Il est toutefois prématuré de proposer une équation à ce stade d'avancement du projet de recherche.

3 CHOIX ET CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

3.1 INTRODUCTION

Ce chapitre est en partie tiré de la proposition de recherche de Marc-André Dagenais⁴⁵, présente l'état de l'art sur les BFUP.

3.2 LES BFUP

3.2.1 CLASSES DES BÉTONS

Les bétons fibrés à ultra hautes performances (BFUP) possèdent normalement une résistance en compression supérieure à 150 MPa provenant des caractéristiques de la matrice cimentaire. Les fibres métalliques ajoutées au mélange permettent d'obtenir un comportement ductile en traction et en compression⁴⁶.

Le BFUP fait partie de la grande catégorie des bétons renforcés de fibres (BRF). Le BFUP est en quelque sorte le dernier de sa génération et de ce fait, le plus performant. Les gammes de bétons, du béton ordinaire jusqu'au BFUP sont énumérées ci-dessous⁴⁷ :

- BO 20-50 MPa : Béton ordinaire, $f'_c = 20$ à 50 MPa;
- BHP et BFHP 50-100 MPa : béton à haute performance et béton fibré à haute performance, $f'_c = 50$ à 100 MPa;
- BTHP et BFTHP 100-150 MPa : béton à très haute performance et béton fibré à très haute performance, $f'_c = 100$ à 150 MPa;
- BFUP 150-400 MPa : béton fibré à ultra haute performance, $f'_c = 150$ à 400 MPa.

3.2.2 MISE AU POINT

L'élaboration d'un nouveau béton plus performant s'effectue par le perfectionnement et l'optimisation de la rhéologie du meilleur béton connu. Le BFUP est le résultat de l'amélioration successive des différentes catégories de bétons énumérés précédemment. Quatre principes généraux résument l'évolution rhéologique de la formulation des BFUP⁴⁶⁻⁴⁹:

- choix des constituants de la matrice cimentaire;
- amélioration de l'homogénéité, réduction de la taille des granulats, augmentation de la quantité de pâte liante;
- optimisation de la compacité, optimisation de la distribution granulométrique;
- ajouts de fibres.

La sélection des constituants et la quantité nécessaire à la formulation des BFUP sont basées uniquement sur les aspects de performance. Ils sont les meilleurs de l'industrie et par le fait même, les plus dispendieux. Le ciment est la composante principale du mélange et doit être supérieur à 700 kg/m^3 . Cette teneur est deux fois plus importante qu'un béton ordinaire. Le ciment doit avoir une faible teneur en alcalis et une finesse variant de faible à moyenne. La teneur en C_3A doit être faible afin de limiter la demande en eau et de diminuer la chaleur d'hydratation⁵⁰. La fumée de silice utilisée dans un mélange de BFUP doit avoir un diamètre moyen d'environ $0.2 \mu\text{m}$ ce qui est cent fois plus petit que celui du ciment type GU. Ce faible diamètre permet à la fumée de silice de bien combler les vides et comme le ciment, de s'hydrater dans les vides microscopiques. Afin d'avoir un béton le plus dense possible, un dosage en fumée de silice équivalent à 25 % du dosage en ciment est recommandé. Les BFUP ne contiennent pas de gros granulats. Ils sont remplacés par des grains de sable, généralement du sable de quartz reconnus pour sa très grande dureté. Le diamètre moyen du sable est généralement inférieur à 1 mm mais peut atteindre 5 mm pour certains BFUP. Les adjuvants chimiques sont essentiels dans la fabrication d'un BFUP. Les superplastifiants sont utilisés afin d'augmenter la fluidité de l'eau ce qui est nécessaire dans un béton dont le rapport eau liant est très faible⁵¹.

Une meilleure homogénéité est obtenue principalement en améliorant les propriétés mécaniques de la pâte et en augmentant sa quantité. Le ciment, la fumée de silice et le superplastifiant forment la pâte liante des BFUP. L'interaction de ces trois composants influence grandement les propriétés mécaniques de la pâte. Le superplastifiant joue un rôle primordial en permettant la défloculation des grains de ciment qui se rapprochent les uns des autres pendant que les grains de fumée de silice, beaucoup plus fins que le ciment, viennent se placer et s'hydrater dans les vides. Ce phénomène augmente de beaucoup la résistance en compression et la fluidité du béton. La quantité de granulats que l'on retrouve dans un BFUP est inférieure à celle des bétons conventionnels. Contrairement à ces bétons, les granulats ne forment pas un squelette jointif dans un BFUP ce qui évite la formation de fissure de retrait puisque le retrait de la pâte n'est pas entravé. Une optimisation de la distribution granulométrique est nécessaire et, pour y parvenir, 30 % de fumée de silice est nécessaire pour 70 % de ciment. La réduction du rapport eau/liant apporte une très grande résistance au BFUP. Ce rapport doit cependant être assez élevé afin d'éviter une augmentation de la porosité au lieu de la résistance. Un rapport de 0.13 semble créer une compacité maximale⁵². Même si ce faible rapport implique qu'un important pourcentage du ciment ne soit pas hydraté, la dureté de ces grains est très considérable et ajoute à la résistance du béton.

Pour optimiser la compacité d'un mélange, il est nécessaire d'améliorer globalement la granulométrie. Les matériaux et le superplastifiant doivent interagir de façon à obtenir une dispersion optimale des particules fines. De plus, le diamètre maximal des granulats est diminué. Cependant, une taille minimum pour les plus petits granulats doit être déterminée afin de ne pas perturber l'arrangement granulaire du ciment et de la fumée de silice. L'optimisation granulométrique permet d'augmenter la résistance en compression, car l'utilisation de petit granulat permet d'obtenir un film

de pâte d'épaisseur réduite. Ils sont ainsi plus nombreux et le film de pâte entre les grains est donc plus petit lui aussi.

La présence de fibres augmente grandement la résistance en traction, mais aussi en compression du béton puisque l'apparition de fissure est retardée. Les fibres utilisées dans les BFUP sont normalement très courtes, entre 10 à 12 mm de longueur pour les formulations monofibres. Certains mélanges multifibres utilisent des fibres de longueur variant entre 0.2 et 20 mm⁵². La proportion de fibres globales dans le mélange est généralement supérieure à 2 % et la limite est fixée par le comportement rhéologique et la compacité du matériau. La forte densité de la matrice permet l'utilisation de fibres droites puisque l'adhérence est suffisante. Étant donné la petite taille des fibres, leur présence ralentit l'apparition de microfissure et est essentielle afin de donner au béton une certaine ductilité. En effet, la grande résistance en compression d'un tel béton le rend très fragile à la rupture sans la présence de fibres. Les BFUP développés à l'École Polytechnique de Montréal contiennent entre 3 et 8 % de fibres^{3,4}.

3.2.3 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES

La résistance en compression des BFUP est normalement supérieure à 150 MPa à 28 jours sans l'utilisation de cure thermique. La mise au point d'un mélange de BFUP avec des matériaux locaux a permis d'atteindre une résistance en compression entre 115 et 130 MPa à 28 jours^{3,4}. En compression uniaxial, on distingue six phases dans le processus de fissuration du BFUP. Ces phases sont énumérées ci-dessous et sont présentées à la Figure 3.1. Contrairement aux bétons ordinaires sans fibres, la résistance post-pic du BFUP décroît de façon graduelle.

L'élément principal qui distingue toutefois le BFUP des autres bétons, est son comportement en traction. Les BFUP offrent une résistance en traction généralement supérieure à 10 MPa ce qui permet de ralentir considérablement la propagation et l'ouverture des microfissures, augmentant ainsi l'étanchéité. De plus, la phase d'écrouissage en traction, semblable à celle des métaux, confère une ductilité dont il est possible de tirer profit en conception parasismique. Le BFUP représente ainsi un grand potentiel pour la conception et la réhabilitation sismique. La courbe du comportement en traction se décompose en 3 phases énumérées ci-dessous et présentées à la Figure 3.1.

- **Domaine I :** Cette phase est élastique jusqu'au point A. Ce point correspond à l'apparition de la première fissure et, sans fibres, il y aurait rupture fragile. Le comportement du BFUP dans ce domaine correspond à celui de la matrice.
- **Domaine II :** Cette zone se caractérise par l'apparition de microfissures et de macrofissures. Ce domaine présente un comportement écrouissant entre le point A et B. La résistance est plus élevée au point B qu'au point A.
- **Domaine III :** le point B correspond à l'apparition d'une macrofissure principale qui s'ouvre graduellement qui est associée à la localisation de la rupture. Ce

3.3 CHOIX DES BFUP

Mars 2012
Révisé Décembre 2012

une grande déformabilité en traction et que la résistance augmente avec l'augmentation du dosage en fibres.

Il importe aussi de noter que dans les essais de traction directe le mode de mise en place favorise l'orientation préférentielle des fibres. Dans une situation réelle de renforcement de piles, les fibres auront une orientation un peu moins favorable, quoique orientées principalement dans un plan horizontal et parallèlement au périmètre de la pile grâce à l'utilisation d'un mélange autonivelant. De plus l'utilisation d'un volume en fibres plus élevé permet de prendre en considération la non-homogénéité du mélange. Aussi, des résistances caractéristiques tenant compte de la dispersion des fibres et de la variabilité de la résistance devront être utilisées pour la conception. La dispersion de la résistance (mesurée par l'écart type) devrait être moindre pour les mélanges plus riches en fibres.

Les propriétés mesurées des matériaux utilisés dans ce projet sont présentés aux chapitres 4 et 5.

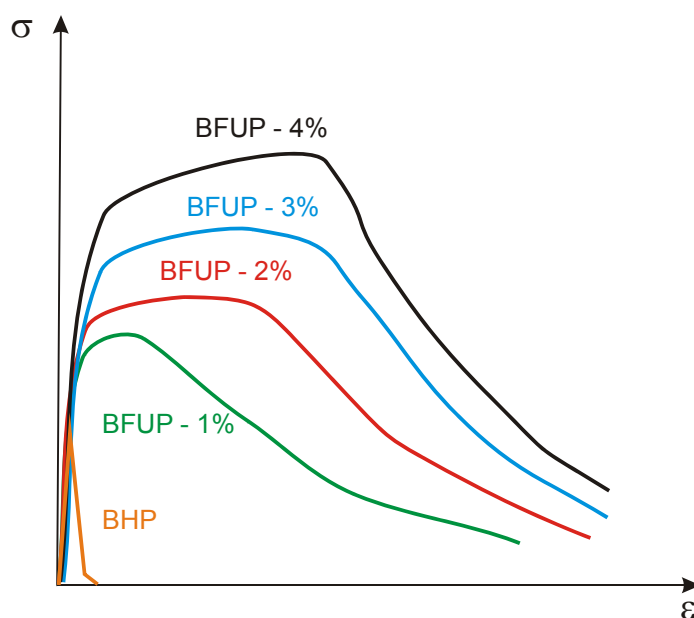


Figure 3.2 – Résistances typiques en traction directe de 4 mélanges de BFUP

4 COMORTEMENT EN TRACTION DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT EN BFUP

4.1 INTRODUCTION

Cette partie du projet est réalisée dans le cadre du doctorat de Fabien Lagier⁵. L'objectif du doctorat est de :

- comprendre le comportement en traction directe des joints de chevauchement en présence de BFUP, en particulier sur le mode de transfert des efforts entre les barres chevauchées en présence de BFUP;
- déterminer la méthodologie à suivre pour concevoir le renforcement des joints de chevauchement déficients avec du BFUP, en particulier les propriétés mécaniques minimales des BFUP requises pour renforcer des joints de chevauchement déficients selon la configuration des ceux-ci;
- proposer une méthode de conception pour le renforcement des joints déficients.

Ce chapitre donne les principaux résultats du programme expérimental obtenus à date.

4.2 PROGRAMME D'ESSAIS

Les essais de traction directe sur joints de chevauchement consistent essentiellement à étudier les mécanismes de transfert entre deux barres noyées dans un BFUP. Le montage typique utilisé est montré sur la Figure 4.1 et la Figure 4.2. L'objectif premier de cette série d'essais est d'arriver à relier les propriétés en traction des BFUP à la résistance des joints chevauchés afin de déterminer les principes de calcul selon les mécanismes impliqués. Les paramètres considérés seront :

- la longueur de chevauchement;
- le diamètre des barres;
- la résistance et la déformabilité en traction du BFUP.

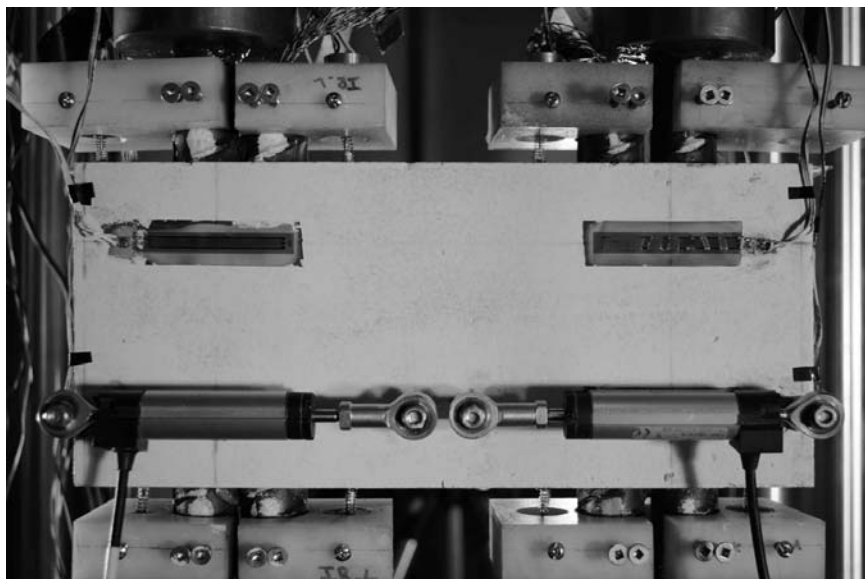


Figure 4.1 – Spécimen 5db avec un BFUP 1-2-4%

Le Tableau 4.1 présente l'ensemble des essais réalisés ou en cours dans le cadre du projet de doctorat de Fabien Lagier. Des 20 essais du programme expérimental, 7 spécimens contiennent une instrumentation interne destinée à étudier le mode de transfert local des efforts entre la barre et le BFUP.

Au travers de l'ensemble du programme expérimental, deux niveaux d'analyse des résultats d'essais sont ainsi obtenus. Le premier niveau d'analyse, qui comprend l'ensemble des spécimens testés dans le programme expérimental, se situe au niveau du comportement global des joints de chevauchement. Ainsi suivant les différents paramètres étudiés, la capacité de chaque joint de chevauchement peut être déterminée selon l'état de contrainte atteint dans les barres à rupture. Le deuxième niveau d'analyse, qui comprend uniquement les spécimens ayant une instrumentation interne des barres, permet de rentrer en détail dans les mécanismes de transfert d'effort d'une barre à l'autre dans un joint de chevauchement renforcé par du BFUP. Ces essais permettent ainsi de déterminer la distribution des contraintes de cisaillement le long du chevauchement grâce à des jauges très faiblement espacées de 11.5 ou 23 mm dans les barres. Avec cet espacement relativement réduit, il est possible de déterminer précisément la distribution de la contrainte de cisaillement le long du chevauchement..

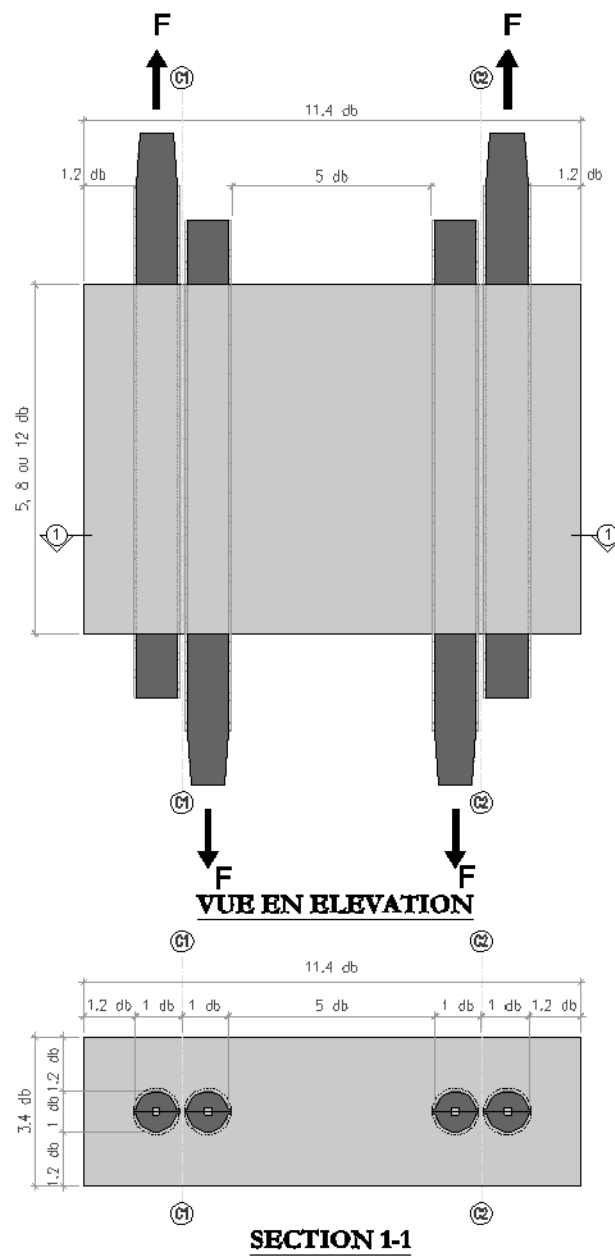


Figure 4.2 – Détails des spécimens de traction directe

Tableau 4.1 – Plage des paramètres considérés pour les essais de traction

Identification	BFUP (%)	Diamètre de barre (d_b)	Chevauchement (L_c/d_b)	Instrumentation interne	Statut
25-5D-F1	1	25	5	oui	Réalisé
25-5D-F2	2				Réalisé
25-5D-F4-1	4				Réalisé
25-5D-F4-2	4			non	Réalisé
25-8D-F4	4		8	oui	Réalisé
25-10D-F1	1		10	oui	Réalisé
25-10D-F2	2				Réalisé
25-10D-F4	4				En cours
25-12D-F4-1	4		12	non	Réalisé
25-12D-F4-2	4				Réalisé
25-12D-F4-3	4				Réalisé
35-5D-F1	1	35	5	non	En cours
35-5D-F2	2				En cours
35-5D-F4	4				En cours
35-10D-F1	1		10	non	En cours
35-10D-F2	2				En cours
35-10D-F4	4				En cours
35-18D-F1	1		18	non	En cours
35-18D-F2	2				En cours
35-18D-F4	4				En cours

4.3 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES BFUP UTILISÉS

La résistance en traction des différents BFUP utilisé a été obtenue à partir d'essais de traction directe sur des éléments en forme d'os. Cette forme particulière d'échantillon permet ainsi de localiser la fissure dans la section réduite. Tel que décrit au chapitre 3, le comportement du BFUP se distingue des autres bétons par son comportement ductile en traction. Par conséquent, le Tableau 4.2 fournit la valeur de la résistance à la première fissure, σ_{cr} (limite du comportement élastique) et la contrainte maximale atteinte en traction directe, σ_t , correspondant au point A et B de la Figure 3.1. De plus, les valeurs de déformations associées sont données. L'ensemble des essais de caractérisation sont effectués à 29j, soit 24h après le test mécanique du joint de chevauchement.

Tableau 4.2 – Caractéristiques mécaniques des BFUP du programme d'expérimental

BFUP%	Identification	$\sigma_{cr,28}$	$\epsilon_{cr,28}$	$\sigma_{t,28}$	$\epsilon_{t,28}$
		[MPa]	[$\mu\text{m/m}$]	[MPa]	[$\mu\text{m/m}$]
1	25-5D-F1	3.8	107	5.7	1871
	25-10D-F1	3.5	142	5.4	2013
	Moy	3.7	124	5.5	1942
2	25-5D-F2	5.6	243	8.3	3130
	25-10D-F2	5.8	190	8.3	2223
	Moy	5.7	217	8.3	2677
4	25-5D-F4-1	7.5	241	12.8	2505
	25-8D-F4	7.3	232	10.3	1935
	25-5D-F4-2	5.9	246	9.3	1725
	25-12D-F4-1				
	25-12D-F4-2				
	25-12D-F4-3				
	Moy	6.9	239.6	10.8	2055

La Figure 4.3 présente l'ensemble des courbes de comportement en traction de chaque os testé pour les différentes gâchées effectuées. On constate clairement que le pourcentage de fibres influence particulièrement le comportement en traction à deux niveaux :

- début phase de microfissuration : plus le pourcentage de fibres augmente et plus la résistance à la première fissuration est élevée;
- comportement écouissant : le comportement écouissant augmente avec l'augmentation du pourcentage de fibres.

Par contre il est intéressant de constater que la déformabilité nécessaire du matériau pour atteindre la phase post-pic et le comportement adoucissant sont moins sensibles au pourcentage de fibres.

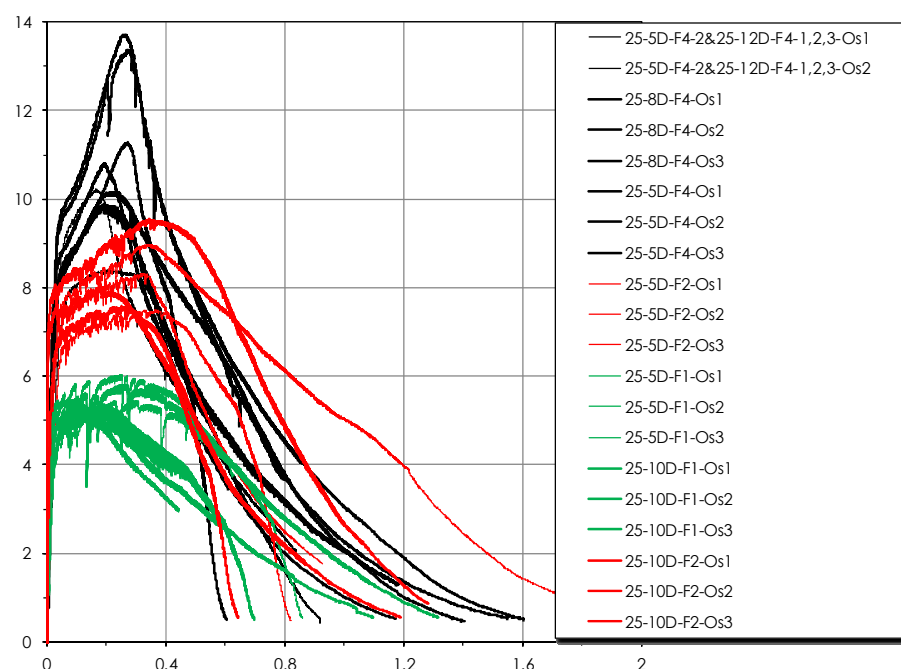


Figure 4.3 – Comportement en traction directe des BFUP du programme expérimental

4.4 PROCÉDURE D'ESSAI

La charge est appliquée en imposant un déplacement constant aux barres supérieures du spécimen au moyen d'une presse hydraulique de capacité de 2.5 MN, dénommées ER. Les barres inférieures du spécimen, dénommées IR, sont quant à elles fixées à la base du plateau de la presse. La vitesse de déplacement est de 0.03 mm/min pour obtenir un chargement quasi-statique.

En termes d'instrumentation générale, l'ensemble des barres de chaque spécimen a été instrumentés avec 2 jauges de déformation sur la surface de la barre pour déterminer l'état contrainte dans cette dernière. Le glissement de chaque barre est mesuré au niveau à l'aide de LVDT monté sur un support fixé à la barre d'acier (Figure 4.1).

Les barres instrumentées en interne ont été obtenues à partir deux barres fraisées d'un demi-diamètre. Une rainure de 2 x 4 mm a été fraisée dans chaque demi-barre. Les jauges ont été ensuite collées alternativement sur chaque demi-barre. Les jauges ont été connectées aux fils de connexion sortant de la rainure, et isolées électriquement. Les deux demi barres ont été ensuite collées avec de la colle époxy spécifique à usage industriel. Pour chaque spécimen avec instrumentation interne, les deux barres d'un des joints de chevauchement ont des jauges internes espacées de 11.5 mm, et les barres du deuxième chevauchement ont des jauges espacées de 23 mm. L'évolution de la déformation des barres a été enregistrée depuis le jour de la coulée de béton jusqu'à l'échéance du test à 28j. Il est ainsi possible de mesurer l'influence du retrait gêné du BFUP sur les barres.

Pour détecter l'apparition de fissures sur la surface des éprouvettes, chaque face de l'échantillon est peinte en blanc, tel que présenté en Annexe.

4.5 RÉSULTAT COMPORTEMENT GLOBAL :

Le fraisage des barres avec instrumentation interne a été fait de telle sorte que la section totale reste identique à une barre crénelée d'origine. Ainsi l'ensemble des spécimens testés peuvent être comparés au niveau de leur comportement global.

La Figure 4.4 résume le comportement global de chaque spécimen testé en exprimant la contrainte moyenne dans les barres obtenue à rupture en fonction de la longueur de chevauchement. L'ensemble des spécimens testés à date sont présente dans la figure, tel que détaillé dans le Tableau 5.1.

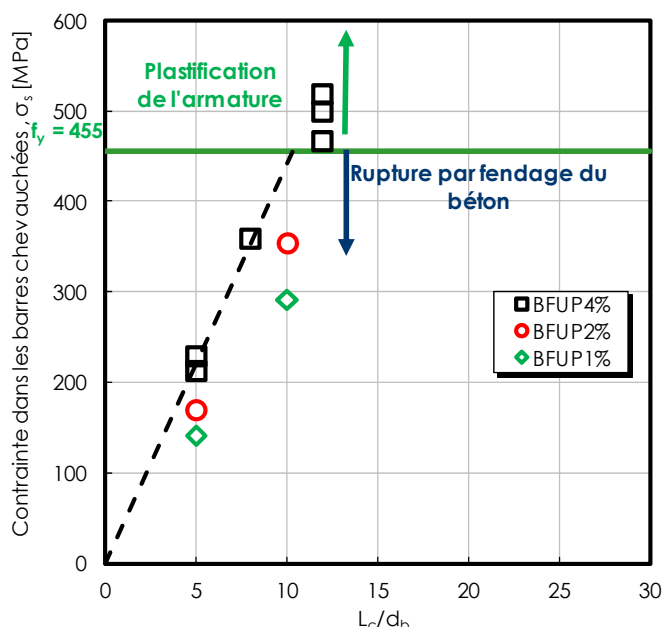


Figure 4.4 – Courbe contrainte dans la barre en fonction de la longueur de chevauchement

Actuellement, seul les spécimens avec de la barre 25M ont été testés. Selon la configuration de spécimens testés, une longueur de chevauchement de $12 d_b$ est suffisante pour ancrer un joint de chevauchement avec un enrobage de $1.2 d_b$, à savoir la plastification des barres d'armature a été atteinte.

Sachant que le mécanisme de rupture par fendage est prépondérant dans des joints de chevauchement dont la plastification des barres n'a pu être atteinte, la capacité maximale est alors liée à la résistance en traction offerte par le béton. Il est logique de constater que la capacité du joint de chevauchement diminue avec le pourcentage de fibres. En effet tel que constaté sur la Figure 4.3, la contrainte maximale en traction atteinte diminue relativement entre un BFUP4% et un BFUP1%. Par contre, vu la déformabilité maximale en traction et vu la similarité du comportement post-pic des trois BFUP, toute rupture fragile de spécimen n'ayant pas atteint la plastification des barres, a été contrée. Une fois la charge maximale atteinte, les fissures de fendage formées progressent lentement menant à une perte progressive du transfert d'effort d'une barre à l'autre. Ainsi malgré qu'il n'y ait aucun étrier dans la section du joint de chevauchement, l'action de couture des fissures de fendage par les fibres métalliques permet un mode de rupture contrôlé.

Comme l'illustre le suivi de la fissuration des spécimens $5 d_b$ au cours du chargement en Annexe, pour l'ensemble des spécimens n'ayant pas atteint la plastification des barres, les premières fissures de fendage sont survenues à partir de la partie inférieure du spécimen au niveau des barres, IR. Ensuite les fissures ont progressé en remontant le long du chevauchement.

4.6 RÉSULTATS DES ESSAIS AVEC INSTRUMENTATION INTERNE

4.6.1 TRAITEMENT DES RÉSULTATS

Pour les essais avec instrumentation interne, la contrainte d'adhérence est directement proportionnelle au gradient de déformation de l'armature, comme le montre l'équation 4.1. La contrainte d'adhérence est donc évaluée à partir de la différence de lecture entre deux jauges adjacentes. Afin d'éliminer les perturbations dues aux effets mineurs locaux, une courbe polynomiale d'ordre 4 a été obtenue à partir des mesures expérimentales des déformations des barres le long du chevauchement. La contrainte d'adhérence est ensuite déterminée à partir de la pente de la courbe de déformation lissée.

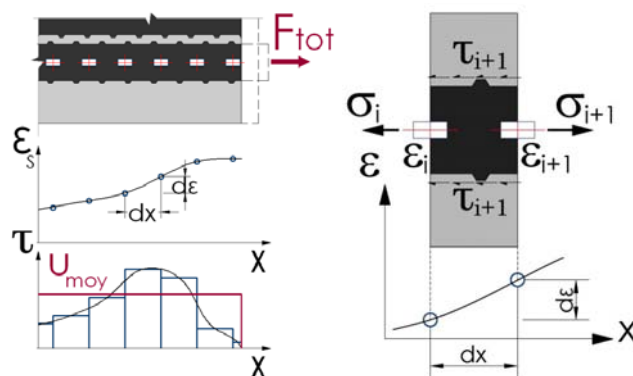


Figure 4.5 – Méthode de détermination de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{i+1} = \frac{(\sigma_{i+1} - \sigma_i) A}{\sum_0 dx} = \frac{(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) EA}{\pi d_b dx} \quad (4.1)$$

4.6.2 SOMMAIRE DES RÉSULTATS

Les figures suivantes présentent le détail des résultats obtenus pour les trois spécimens d'une longueur de chevauchement de $5 d_b$ avec instrumentation interne. Les modes de rupture sont présentés en annexe. Chaque figure représente la distribution de la contrainte de cisaillement le long de l'interface des 4 barres du spécimen avec le BFUP. Sachant que les directions de sollicitation des barres chevauchées sont opposées, la contrainte de cisaillement des barres intérieures (IR) est considérée positive, alors que la contrainte de cisaillement des barres extérieures (ER) est négative. Selon la Figure 4.2, la position 0 mm correspond à l'extrémité chargée des barres extérieure ER alors que la position 125 mm correspond à l'extrémité chargée des barres intérieures, IR.

D'un point de vue général, la méthode d'instrumentation interne permet d'obtenir réellement une distribution fine de la contrainte de cisaillement le long de l'interface au cours du temps. Sont tracés sur les figures suivantes seulement la distribution de la contrainte de cisaillement dans chaque barre au pic de charge. Cette technique d'instrumentation s'avère être la seule méthode viable pour analyser en détail le comportement intrinsèque de la liaison. En effet, analyser les propriétés d'interface en venant coller des jauges sur la surfaces de barres crénelées nécessite de meuler ces dernières pour coller les jauges. De plus les jauges nécessitent ensuite d'être protégées de l'humidité du béton et des chocs éventuels, ce qui vient perturber localement le comportement d'interface.

À partir de la distribution de la contrainte de cisaillement, on constate clairement que les fissures de fendage se sont initiées et propagées depuis les barres intérieures pour les 3 spécimens. En effet on peut voir qu'à leur extrémité chargée des barres IR, la contrainte de cisaillement est nulle sur les 10 à 20 premiers millimètres, ce qui signifie une perte d'adhérence toutefois très localisée. Grâce à la mise en action des fibres dès l'initiation de fissures de fendage, on constate qu'il n'y a pas une perte brutale résistance de la liaison. Dès lors que la fissure progresse, le transfert d'effort s'effectue sur une longueur de chevauchement diminuée, expliquant l'augmentation franche de la contrainte de cisaillement à l'extrémité libre de chargement.

Pour les barres extérieures ER, la distribution de la contrainte de cisaillement est relativement bien uniforme et proche de la contrainte de cisaillement moyenne.

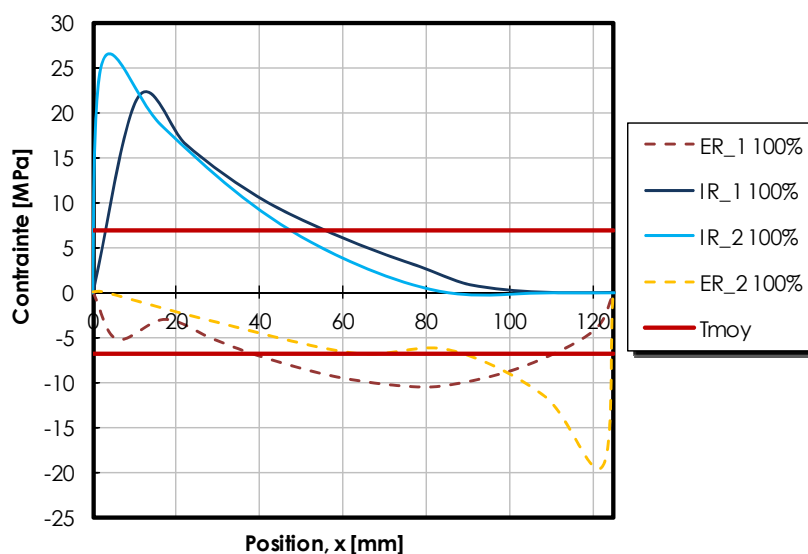


Figure 4.6 – Distribution de la contrainte d'adhérence – Spécimen 25-5D-F1

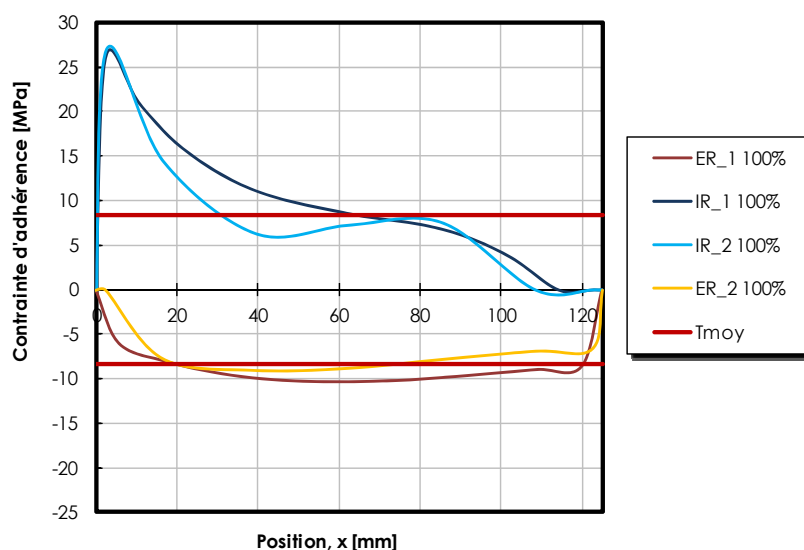


Figure 4.7 – Distribution de la contrainte d'adhérence – Spécimen 25-5D-F2

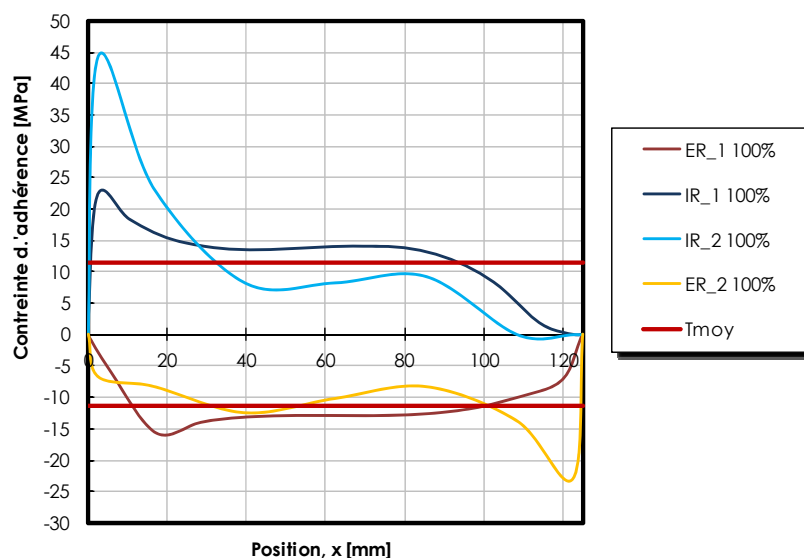


Figure 4.8 – Distribution de la contrainte d'adhérence – Spécimen 25-5D-F4

4.7 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le comportement joint de chevauchement en BFUP soumis à la traction pure a été étudiée expérimentalement. Sur la base des résultats de cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La géométrie et configuration du spécimen et montage permet de fournir une bonne observation de l'initiation des fissures aux extrémités des barres intérieures.
- Tous les spécimens n'ayant pas atteint la plastification des barres, n'ont pas montré un comportement fragile à rupture. Bien qu'aucun étrier ne soit présent dans la section, dès qu'une fissure de fendage s'initie, l'ouverture et propagation de la fissure est contrôlée par les fibres. La charge diminue ainsi progressivement avec une grande capacité de déformation assurée par l'action des fibres. Le transfert d'effort d'une barre à l'autre est alors garantie.
- Avec un enrobage de 30 mm de BFUP4%, autour d'un joint de chevauchement avec des barres de 25M, une longueur de chevauchement de seulement 10 d_b semble être suffisante pour développer la pleine capacité des barres.
- La comparaison des résultats expérimentaux des joints de chevauchement soumis à de la traction directe avec les essais monotoniques sur poutre en flexion 4 points montre des limites en terme de longueur d'ancrage similaire pour le BFUP 4%. Ceci confirme la validité du montage d'essai sous traction directe.
- La mesure de la déformation interne s'avère un moyen très efficace pour calculer la distribution de contrainte d'adhérence entre une armature et du BFUP.

Ces résultats préliminaires serviront à valider le modèle numérique de joint à recouvrement avec le modèle d'obligations détaillées sur l'interface de comprendre les mécanismes fondamentaux de transfert de force entre la barre rodée intégré dans BFUP. En outre la recherche expérimentale est nécessaire pour attestent clairement la contribution des fibres et l'influence de la teneur en fibres dans la matrice BFUP.

Cette campagne expérimental fourni une compréhension intrinsèque des mécanismes de transfert d'effort. Les données de comportement global couplées à l'étude locale des déformations au sein des barres constituent une base de données expérimentales cruciales pour la modélisation élément finis à l'échelle des crénelures de joints de chevauchement.

A partir de là, des analyses paramétriques numériques seront réalisé afin d'identifier au mieux les paramètres clefs à prendre en compte pour dériver et proposer une méthode de dimensionnement.

5 COMPORTEMENT EN FLEXION DES JOINTS DE CHEVAUchement EN BFUP

5.1 INTRODUCTION

Cette partie du projet est réalisée dans le cadre du doctorat de Marc-André Dagenais⁴⁵. L'objectif du doctorat est de :

- déterminer les modes de rupture en flexion des joints renforcés en BFUP en fonction de la disposition des armatures;
- proposer une méthodologie de conception de renforcement sismique de piles de ponts avec utilisation du BFUP au niveau des joints de chevauchement déficients.

Les essais décrits dans ce chapitre ont pour but de :

- comprendre le comportement en flexion des joints de chevauchement en présence de BFUP;
- choisir la méthode de renforcement des joints de chevauchement des piles du volet 2 du programme de recherche.

Ce chapitre donne les principaux résultats du programme expérimental sur les poutres en flexion monotonique et cyclique.

5.2 MÉTHODOLOGIE

Les essais de flexion sur poutres permettent de faire varier plusieurs paramètres en adoptant une méthodologie d'essai relativement simple. Les poutres, testées avec deux charges concentrées, présentent une zone de moment constant dans laquelle un joint de chevauchement est localisé. Comme l'illustre la Figure 5.1 cette approche simule une zone de chevauchement au bas d'une pile. La zone de chevauchement ne contient aucun étrier ce qui approche les conditions de l'essai de traction directe en ce qui a trait au confinement.

Trois facteurs retrouvés dans les piles ne sont cependant pas considérés avec les essais de poutres : l'effort axial, le cisaillement et le confinement. Alors que l'effort axial augmente la résistance en flexion des piles, le cisaillement peut amener une réduction de la capacité. En contrepartie, le confinement des étriers, augmente la résistance. Il est donc assumé que dans l'ensemble les essais de flexion sont comparables aux essais sur piles, voire probablement plus défavorables. Cette hypothèse sera vérifiée dans les séries d'essais subséquents. Deux séries d'essais sur poutres ont été réalisées : monotonique et cyclique.

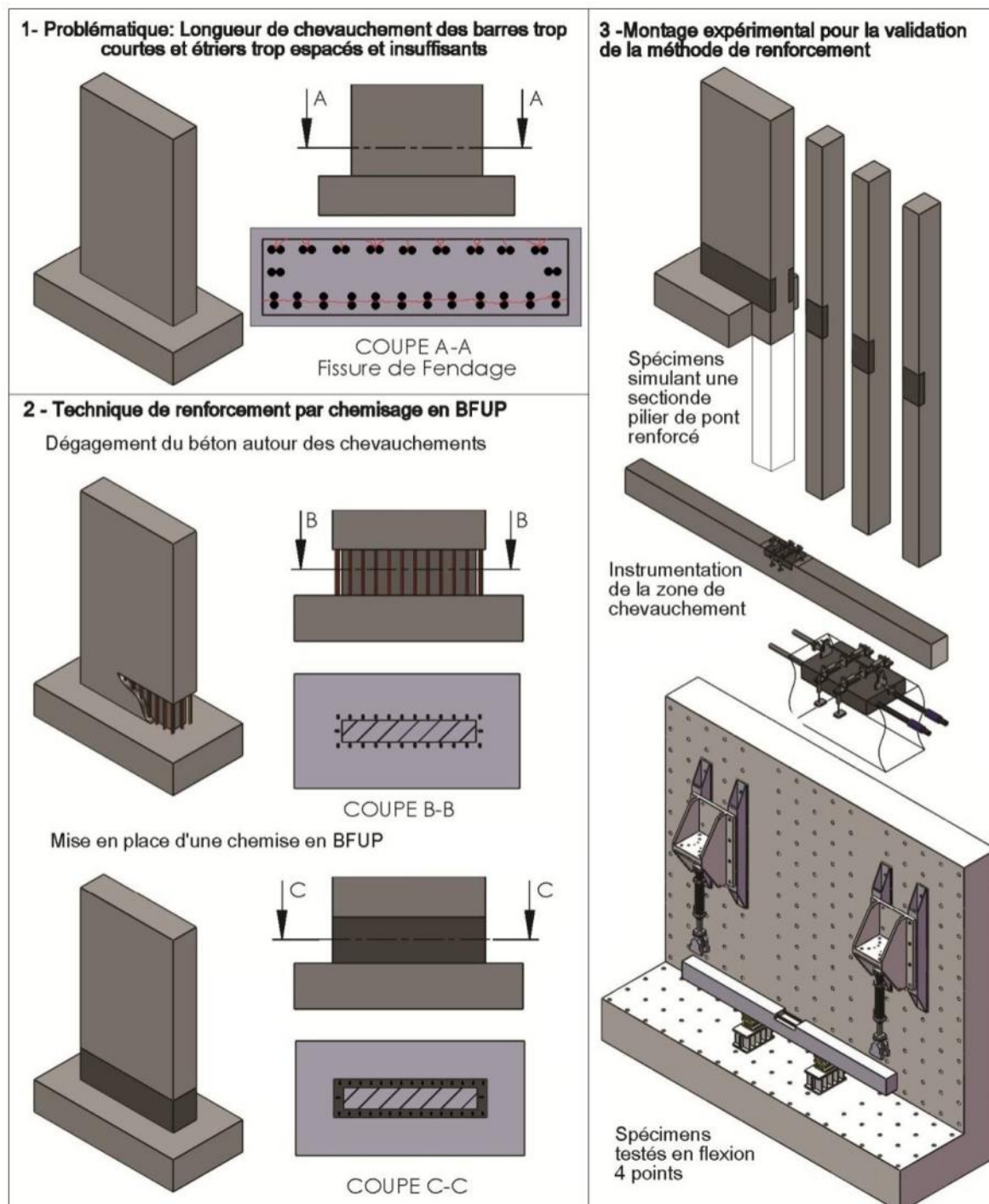


Figure 5.1 – Principes de réalisation du programme expérimental des spécimens de flexion

5.3 ESSAIS MONOTONIQUES

5.3.1 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Les essais de flexion monotoniques sur poutres visent à étudier différentes configurations géométriques des joints de chevauchement. Les dimensions des spécimens sont montrées sur la Figure 5.2, la Figure 5.3 et la Figure 5.4. Les paramètres considérés sont :

- la longueur de chevauchement;
- le diamètre des barres;
- l'agencement des chevauchements;
- profondeur de la réparation sous la barre intérieure.

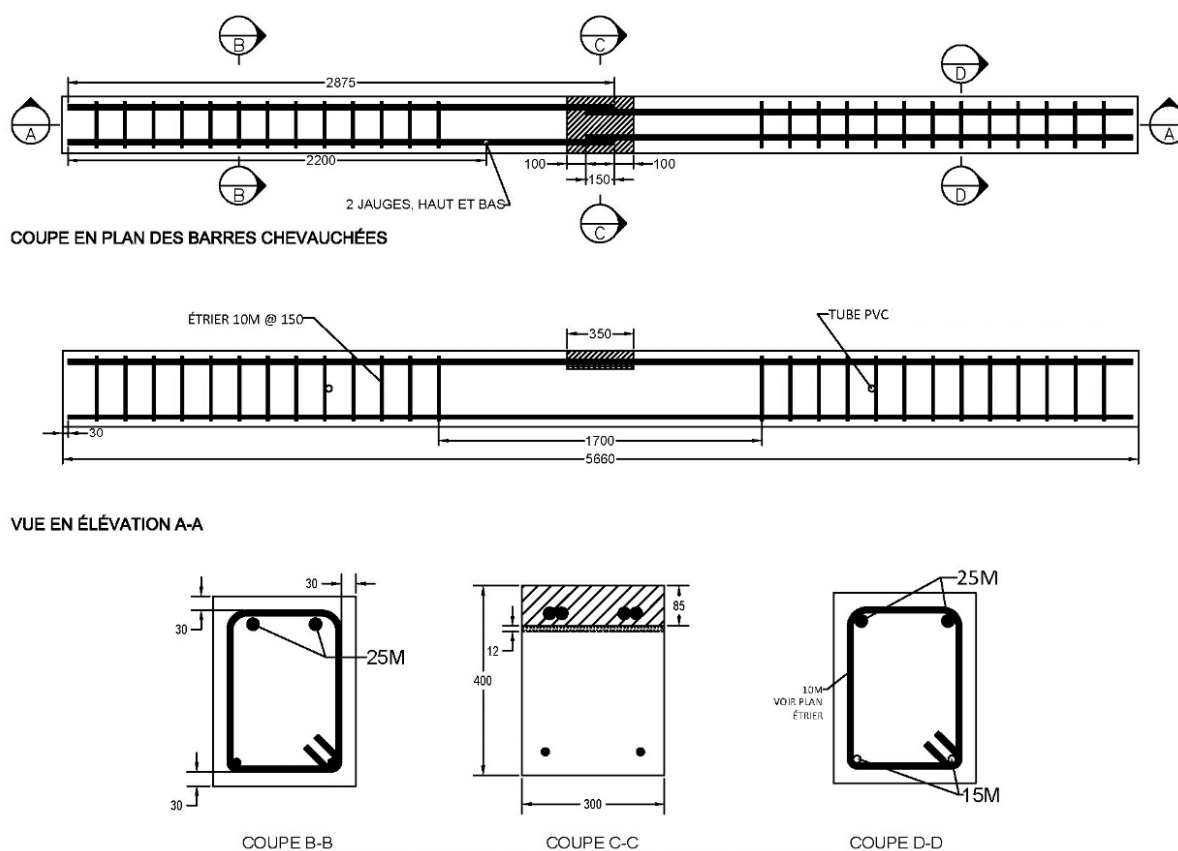


Figure 5.2 – Dimensions et détails d'armature des spécimens de poutres monotoniques

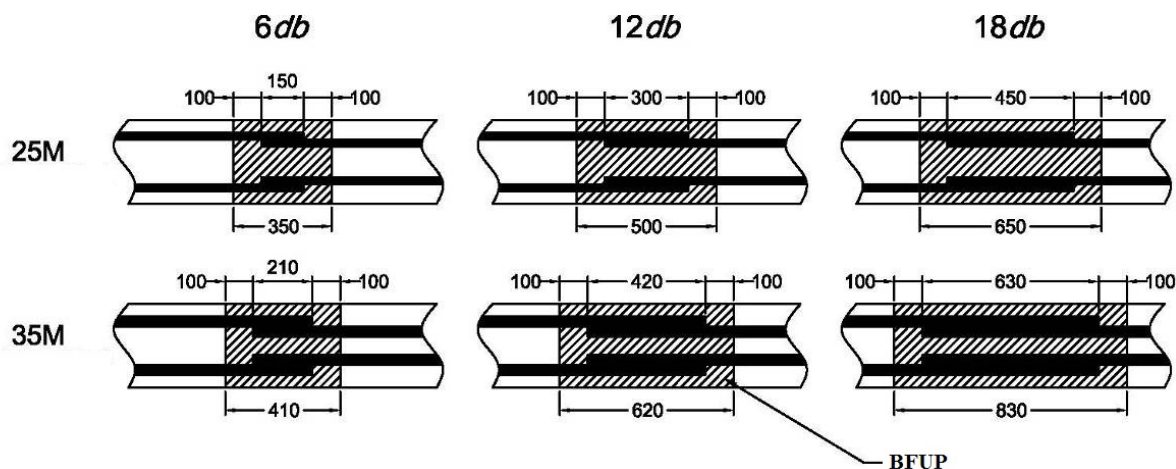


Figure 5.3 – Détails des longueurs de chevauchements et dimensions des réparations en BFUP

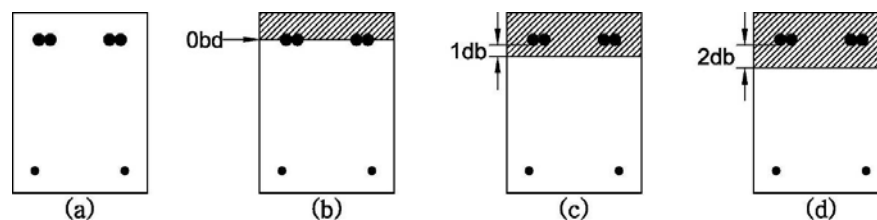


Figure 5.4 – Profondeur de réparation

En plus des poutres renforcées, des poutres de référence sont incluses dans le programme d'essai afin de quantifier l'amélioration apportée par la technique de renforcement. Dans tous les cas, un BFUP contenant 240 kg/m^3 de fibres est utilisé. Le Tableau 5.1 présente les plages de valeurs choisies pour les différents paramètres. Ce programme d'essais compte un total de 14 spécimens renforcés et 4 spécimens de référence. Ces essais sont complétés.

Tableau 5.1 – Paramètres considérés pour les essais de flexion monotoniques

Identification	Profondeur de réparation (x/db)	Longueur du chevauchement (Lc/db)	Type d'armature	Orientation
R-12-25-L	Référence	12	25	L
0-12-25-L	0	12	25	L
1-12-25-L	1	12	25	L
2-12-25-L	2	12	25	L
R-18-25-L	R	18	25	L
1-18-25-L	1	18	25	L
R-12-35-L	R	12	35	L
1-12-35-L	1	12	35	L
R-18-35-L	R	18	35	L
1-18-35-L	1	18	35	L
1-6-25-L	1	6	25	L
1-6-25-1	1	6	25	L1
1-12-25-1	1	12	25	L1
1-6-35-L	1	6	35	L
1-6-35-r	1	6	35	r
1-12-35-r	1	12	35	r
1-6-35-1/2	1	6	35	L½
1-12-35-1/2	1	12	35	L½

5.3.2 BFUP

Un BFUP contenant 3 % de fibres métalliques de 10 mm de longueur et développé à l'École Polytechnique a été utilisé pour renforcer les zones de chevauchement d'armature. La résistance en traction f_t a été obtenue des essais de traction directe réalisée sur des plaques de BFUP en forme d'os, et ce, afin de localiser la fissure dans une section étroite. Les résultats des essais de traction directe sur os sont présentés à la Figure 5.5.

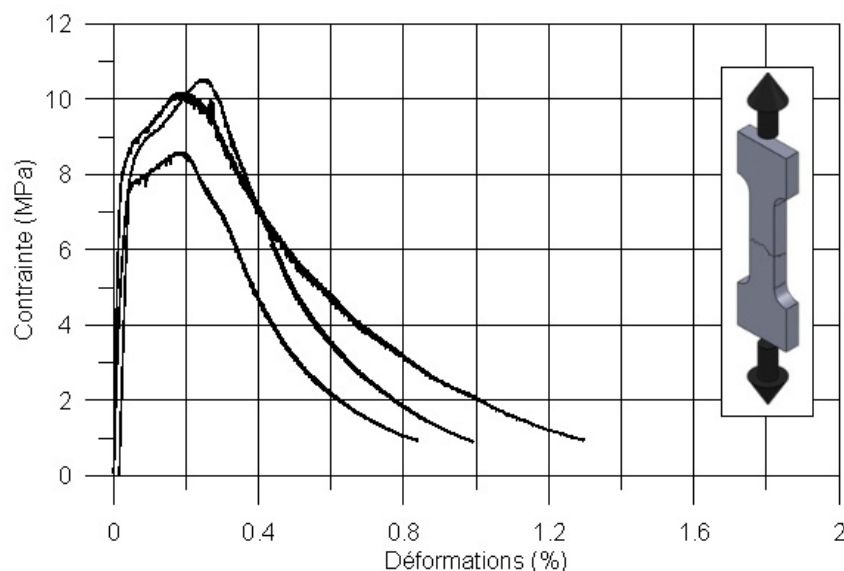


Figure 5.5 – Courbe contrainte déformation du BFUP avec 3 % de fibres

5.3.3 PROCÉDURE D'ESSAI

Les spécimens ont été testés de façon monotonique en flexion 4 points en appliquant deux charges concentrées à chaque extrémité afin de créer une région de moment constant entre les 2 appuis. La distance entre les 2 appuis est de 2000 mm. Cette mesure a été déterminée afin d'être supérieure à la somme de la longueur de chevauchement et de deux fois la hauteur du spécimen h ($>lc+2h$). Ce montage a été installé sur la face ouest du mur de réaction, tel que présenté à la Figure 5.16. Le chargement a été appliqué de façon progressive par deux vérins.

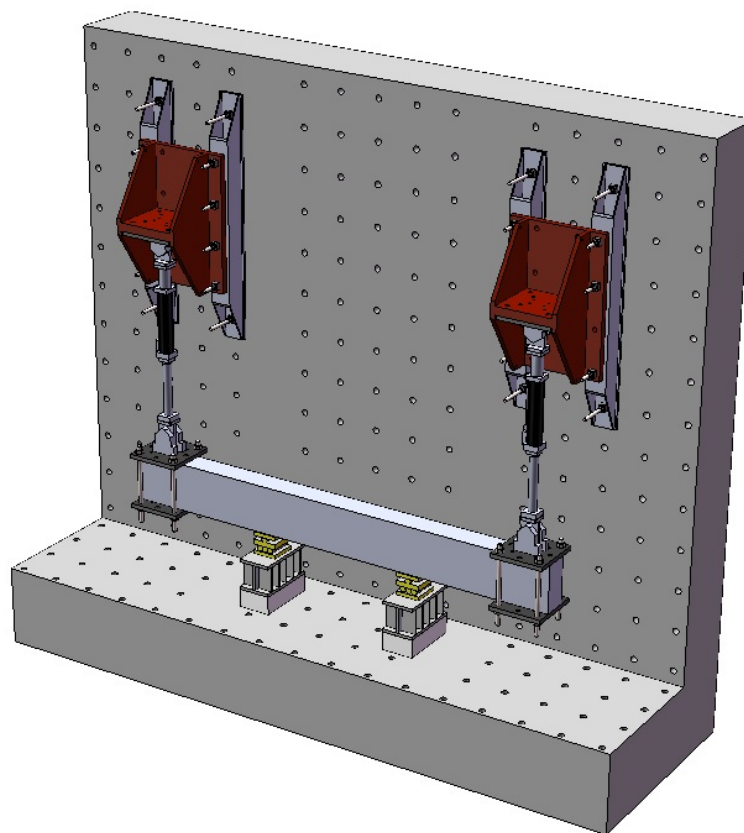


Figure 5.6 – Vue isométrique du montage utilisé pour les essais monotoniques

Des jauges de déformations sont installées sur 4 des barres chevauchées (Figure 5.18). La déformation de fendage a été mesurée grâce à plusieurs jauges de déformation installées sur le BFUP perpendiculairement aux barres chevauchées ainsi que la déformation longitudinale (Figure 5.19). Les flèches au centre et aux extrémités ont également été mesurées lors des essais.

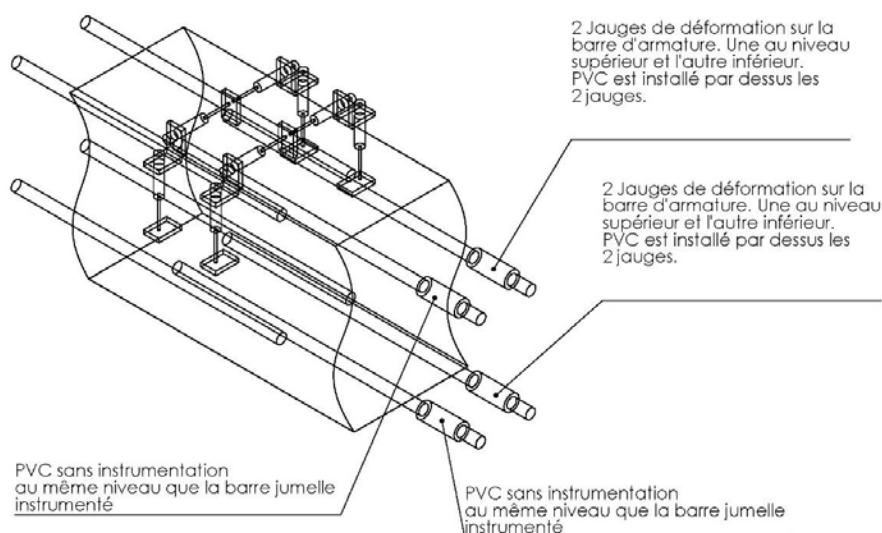


Figure 5.7 – Mesure des déformations sur l'acier d'armature

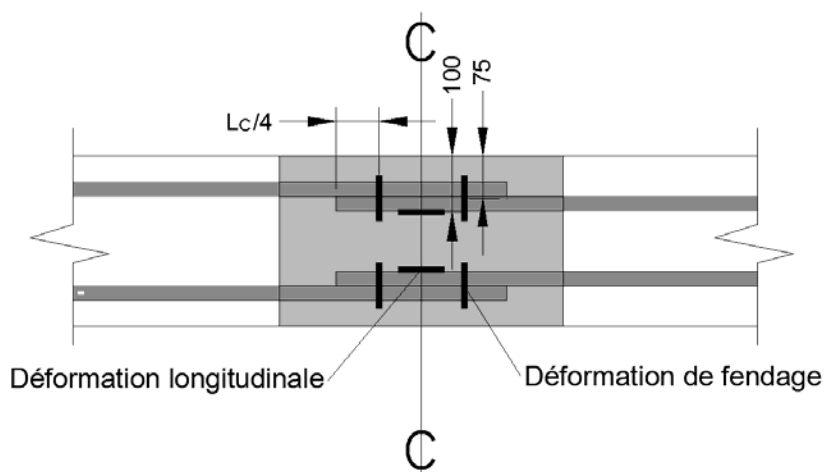


Figure 5.8 – Mesure des déformations de fendage vis-à-vis les zones de chevauchement d'armature

Tableau 5.2 – Sommaire des résultats des essais de flexion monotoniques

Spécimen	Charge maximale P_{max} (kN)	Contrainte maximale de l'acier d'armature f_s (MPa)	Ratio de ductilité (f_s / f_y)	Mode de rupture
R-12-25-L	91	285	.62	Fendage du BO
O-12-25-L	103	302	.65	Décollement du BFUP
1-12-25-L	224	462 ⁽¹⁾	1	Aucune
2-12-25-L	212	462 ⁽¹⁾	1	Aucune
R-18-25-L	149	420	.91	Fendage du BO
1-18-25-L	212	462 ⁽¹⁾	1	Aucune
R-12-35-L	141	230	.53	Fendage du BFUP
1-12-35-L	359	430 ⁽¹⁾	1	Fendage du BFUP
R-18-35-L	179	283	.66	Fendage du BO
1-18-35-L	349	430 ⁽¹⁾	1	Flambement
1-6-25-L	188	457 ⁽¹⁾	1	Arrachement du BFUP
1-6-25-1	179	457 ⁽¹⁾	1	Arrachement du BFUP
1-12-25-1	219	457 ⁽¹⁾	1	Aucune
1-6-35-L	265	375	.89	Fendage du BFUP
1-6-35-r	182	293	.69	Fendage du BFUP
1-12-35-r	286	423 ⁽¹⁾	1	Fendage du BFUP
1-6-35-1/2	218	283	.7	Fendage du BFUP
1-12-35-1/2	361	423 ⁽¹⁾	1	Flambement

(1): Plastification de l'acier d'armature

5.3.4 RÉSULTATS

Les résultats sont présentés au Tableau 5.2 ainsi qu'à la Figure 5.9.

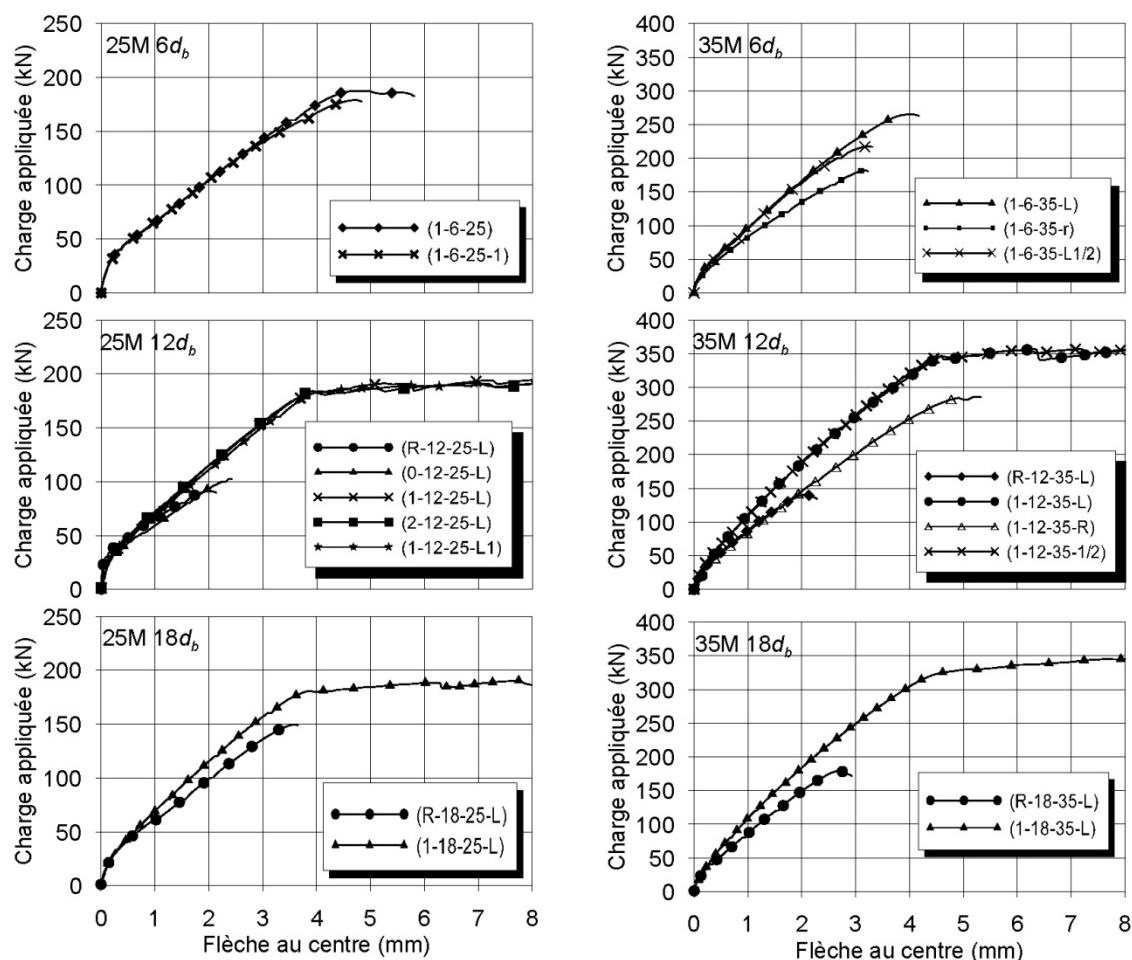


Figure 5.9 – Courbes charge – flèches des spécimens

5.3.5 CONCLUSIONS

Cette phase expérimentale a démontré l'efficacité de la technique de renforcement par chemisage en BFUP sous chargement monotonic. Les essais ont démontré qu'une longueur de réparation équivalente à 12 d_b était suffisante pour donner la pleine capacité à un chevauchement d'armature de barres 25M. Dans le cas de barres chevauchées 35M, une longueur de réparation équivalente à 18 d_b est nécessaire.

5.4 ESSAIS CYCLIQUES

5.4.1 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Les essais de flexion cycliques sur poutres visent à s'approcher davantage des conditions réelles des piles en sollicitant la zone renforcée par un chargement alterné dans lequel les barres chevauchées sont tour à tour tendues et comprimées. Les dimensions des spécimens sont montrées sur la Figure 5.10, la Figure 5.11 et la Figure 5.12. Les paramètres considérés sont :

- la longueur de chevauchement;
- le diamètre des barres;
- l'agencement des chevauchements;
- le type de BFUP.

Les six spécimens et les paramètres d'évaluation sont présentés au Tableau 5.3. La nomenclature des spécimens compte 5 termes représentant les paramètres d'essais. Le premier terme, C, fait référence aux essais cycliques. Le deuxième terme (1) désigne la profondeur de réparation sous les barres chevauchées exprimée en diamètre de barre (d_b), et toujours égale à 1. Ce paramètre a été déterminé comme le plus efficace en fonction des séries d'essais précédentes. Le troisième terme (12-18) représente la longueur de chevauchement en d_b . Le diamètre des barres chevauchées est indiqué par le quatrième terme (25-35) soit des barres d'armature 25M et 35M. Le terme (L-R) désigne l'orientation du chevauchement, L pour latéral et R signifie que le chevauchement est radial. Finalement, le dernier terme représente le pourcentage de fibre utilisé dans le BFUP de réparation, 1%, 2% ou 3%. Ce pourcentage est un rapport sur le volume total de BFUP.

Tableau 5.3 – Paramètres considérés pour les essais de flexion cycliques

Identification	Profondeur de réparation (x/db)	Longueur du chevauchement (L_c/d_b)	Type d'armature	Type de chevauchement	BFUP (% , kg/m ³)
C-1-12-25-L-3%	1	12	25	L	3%, 240
C-1-12-25-R-3%	1	12	25	R	3%, 240
C-1-18-35-L-3%	1	18	35	L	3%, 240
C-1-18-35-R-3%	1	18	35	R	3%, 240
C-1-12-25-L-1%	1	12	25	L	1%, 80
C-1-12-25-L-2%	1	12	25	L	2%, 160

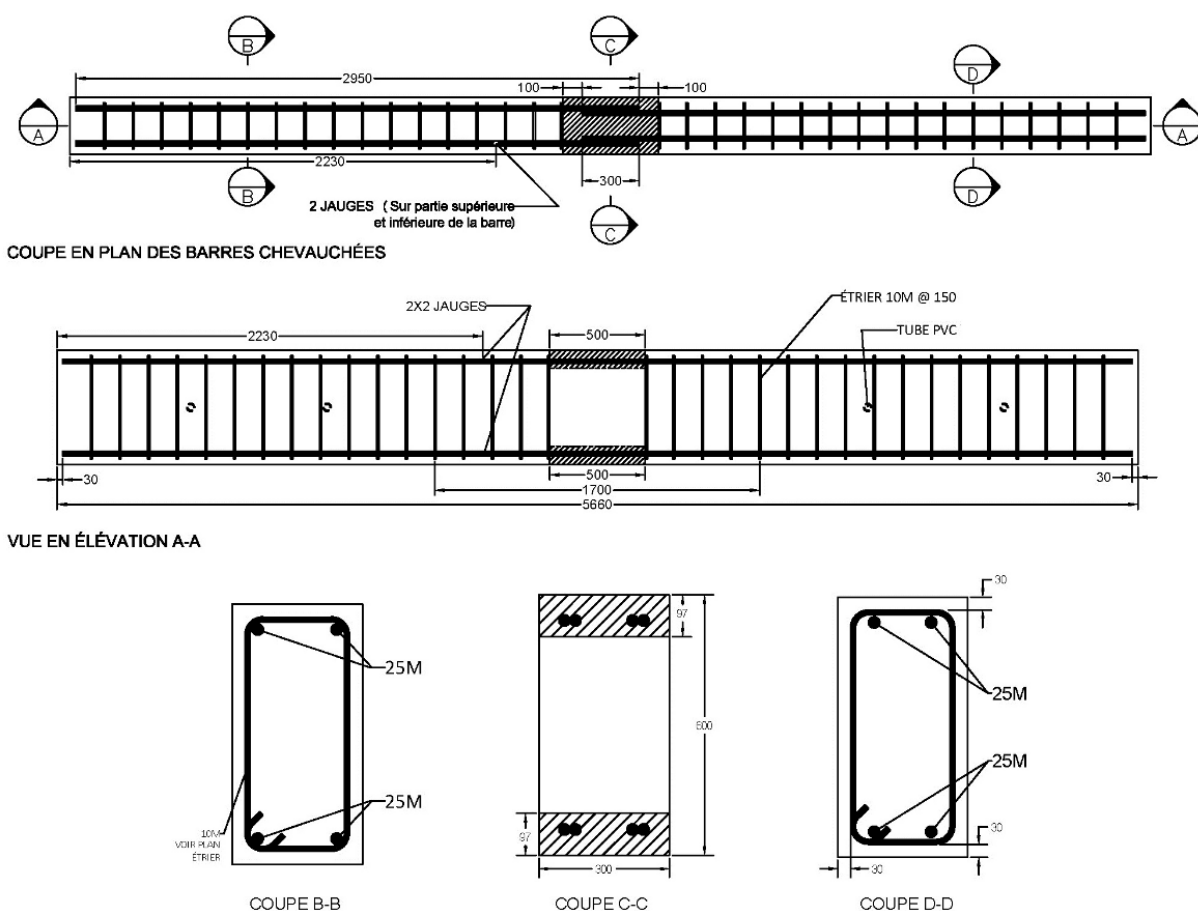


Figure 5.10 – Dimensions et détails d'armature des spécimens de poutres cycliques

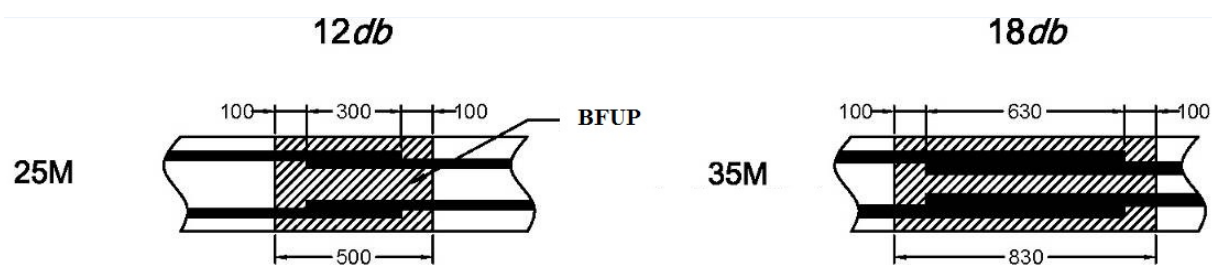


Figure 5.11 – Détails des longueurs de chevauchements et dimensions des réparations en BFUP

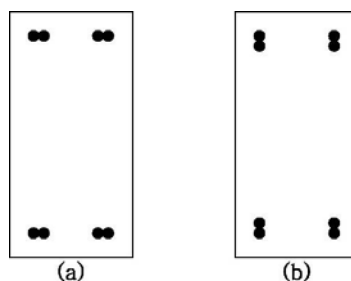


Figure 5.12 – Orientation des chevauchements : latéral et radial

5.4.2 BFUP

Trois BFUP contenant respectivement 1%, 2% et 3% de fibres métalliques de 10 mm de longueur et développés à l'École Polytechnique ont été utilisés pour renforcer les zones de chevauchement d'armature. La résistance en traction f_t a été obtenue des essais de traction directe réalisée sur des plaques de BFUP en forme d'os, et ce, afin de localiser la fissure dans une section étroite. Les résultats des essais de traction directe sur os sont présentés à la figure 6 pour le BFUP 3%, à la figure 7 pour le BFUP 2% et à la figure 8 pour le BFUP 1%.

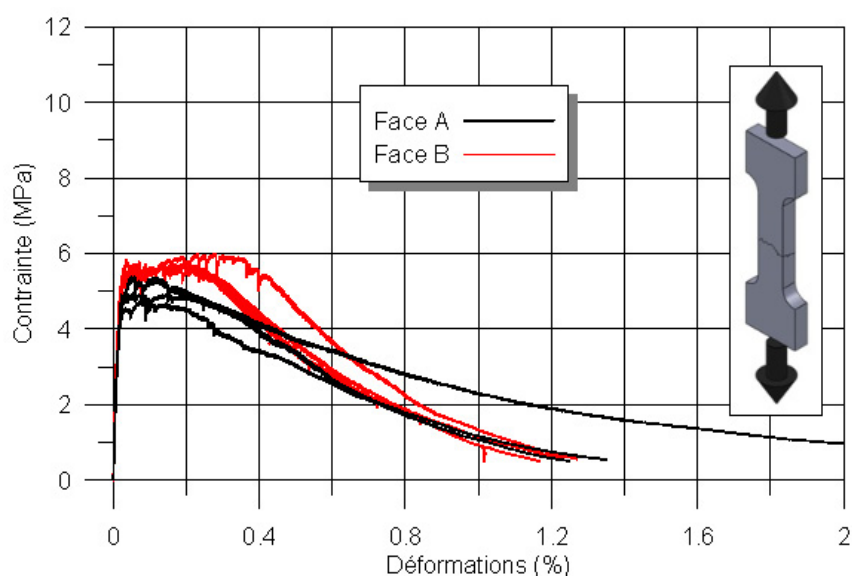


Figure 5.13 – Courbe contrainte déformation du BFUP avec 1 % de fibres

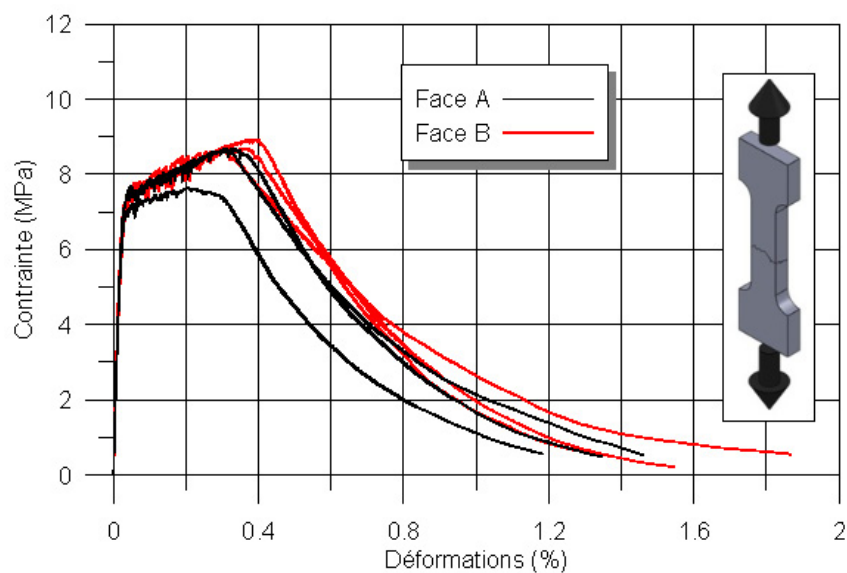


Figure 5.14 – Courbe contrainte déformation du BFUP avec 2% de fibres

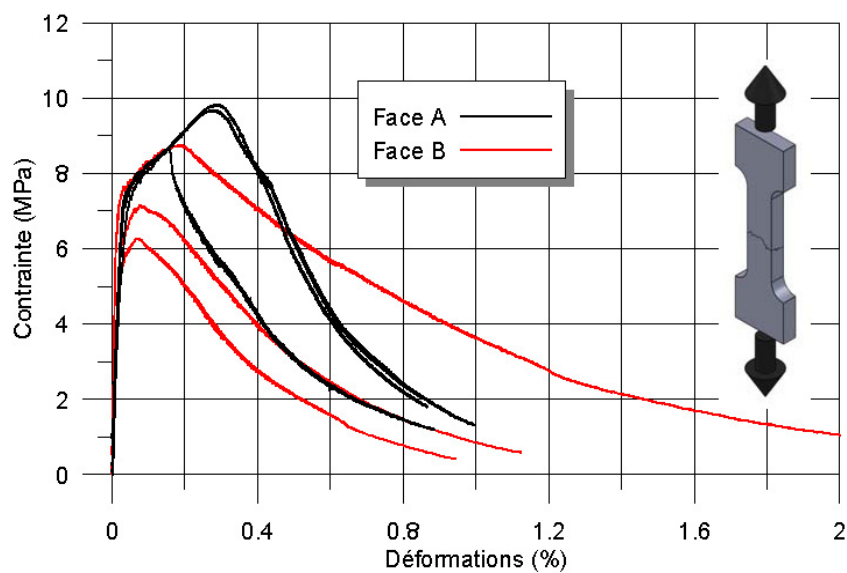


Figure 5.15 – Courbe contrainte déformation du BFUP avec 3 % de fibres

5.4.3 PROCÉDURE D'ESSAI

Les spécimens ont été testés de façon cyclique en flexion 4 points en appliquant deux charges concentrées à chaque extrémité afin de créer une région de moment constant entre les 2 appuis. La distance entre les 2 appuis est de 2000 mm. Cette mesure a été déterminée afin d'être supérieure à la somme de la longueur de chevauchement et de deux fois la hauteur du spécimen h ($>lc+2h$). Ce montage a été installé sur la face ouest du mur de réaction, tel que présenté à la Figure 5.16.

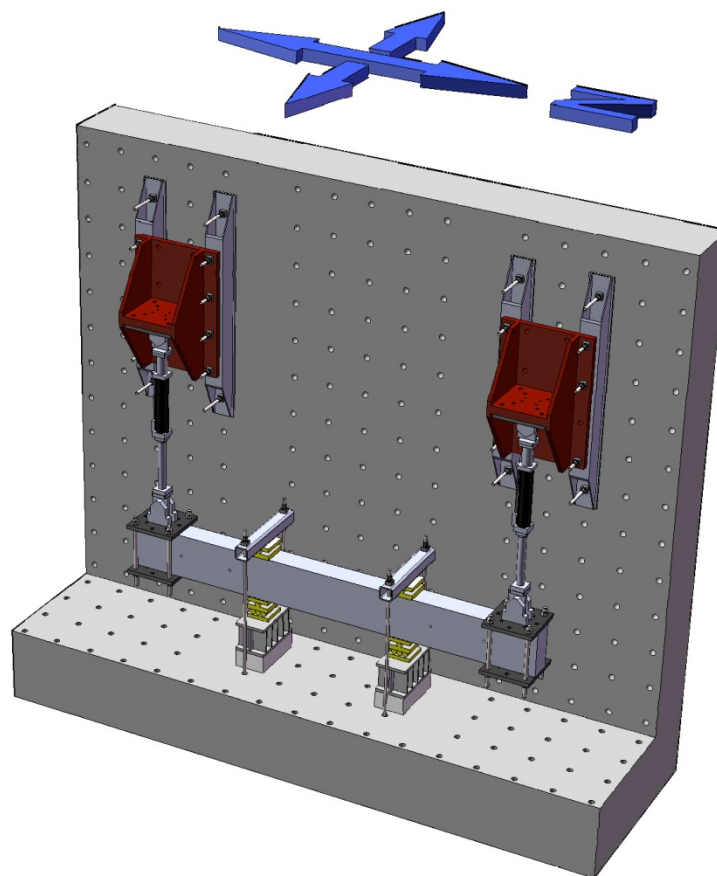


Figure 5.16 – Vue isométrique du montage utilisé pour les essais cycliques

Le chargement a été appliqué de façon cyclique par deux vérins. Le niveau 1 de ductilité correspond ainsi à la flèche mesurée au centre du spécimen lorsque l'armature commence à plastifier. Le protocole de chargement présenté à la figure 10 a ensuite été appliqué au spécimen et correspond à 3 cycles de chargement de ductilité 1, 1.5, 2 et 3 et ensuite 2 cycles de chargement correspondant à 4 et 5 ductilité.

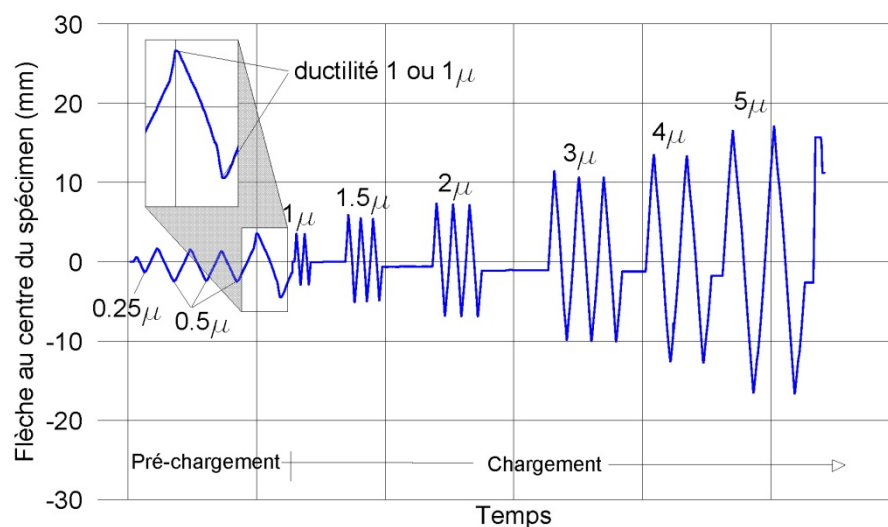


Figure 5.17 – Courbe de chargement

Des jauges de déformations sont installées sur 4 des barres chevauchées afin de déterminer le début de la plastification des armatures (Figure 5.18). La déformation de fendage a été mesurée grâce à plusieurs jauges de déformation installées sur le BFUP perpendiculairement aux barres chevauchées ainsi que la déformation longitudinale (Figure 5.19). Les flèches au centre et aux extrémités ont été également mesurées.

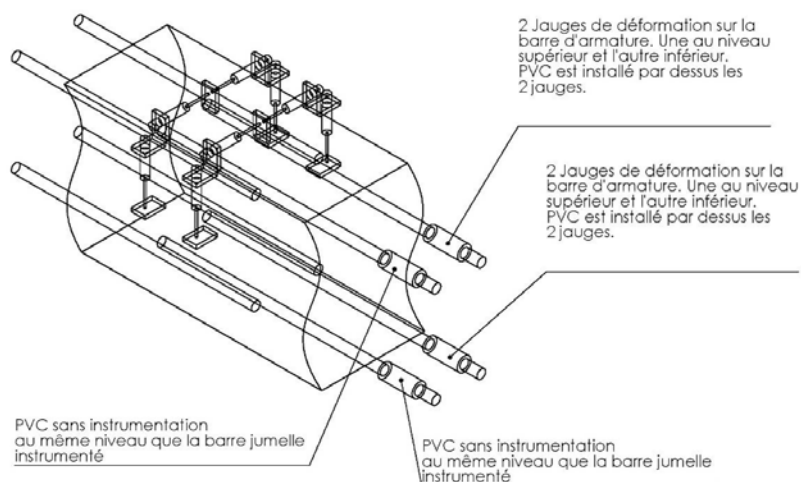


Figure 5.18 – Mesure des déformations sur l'acier d'armature

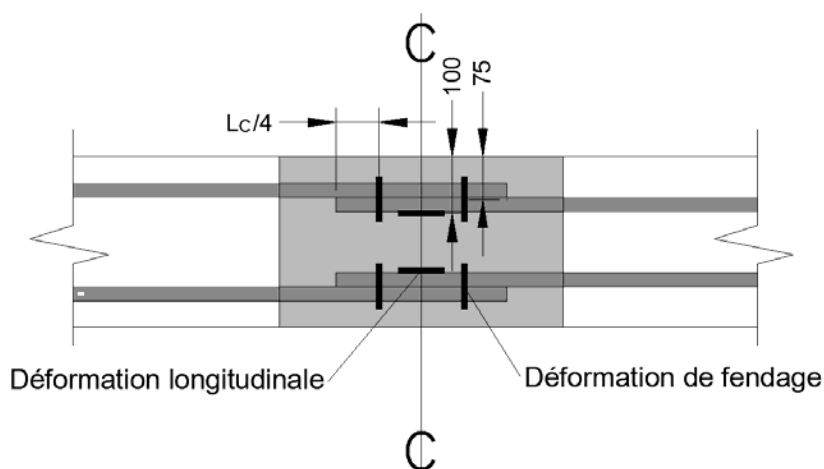


Figure 5.19 – Mesure des déformations de fendage vis-à-vis les zones de chevauchement d'armature

5.4.4 RÉSULTATS

Les quatre spécimens renforcés avec du BFUP avec 3% de fibres ont été en mesure de subir des déformations équivalentes à 4 ou 5 fois la ductilité après avoir subi un plus de 13 cycles de chargement.

Le spécimen renforcé avec un BFUP contenant 1% de fibre n'a atteint que le niveau de ductilité 1 alors que le spécimen renforcé avec un BFUP contenant 2% a atteint un niveau de ductilité égal à 3. Un aperçu général de l'ensemble des essais est présenté sur la Figure 5.20.

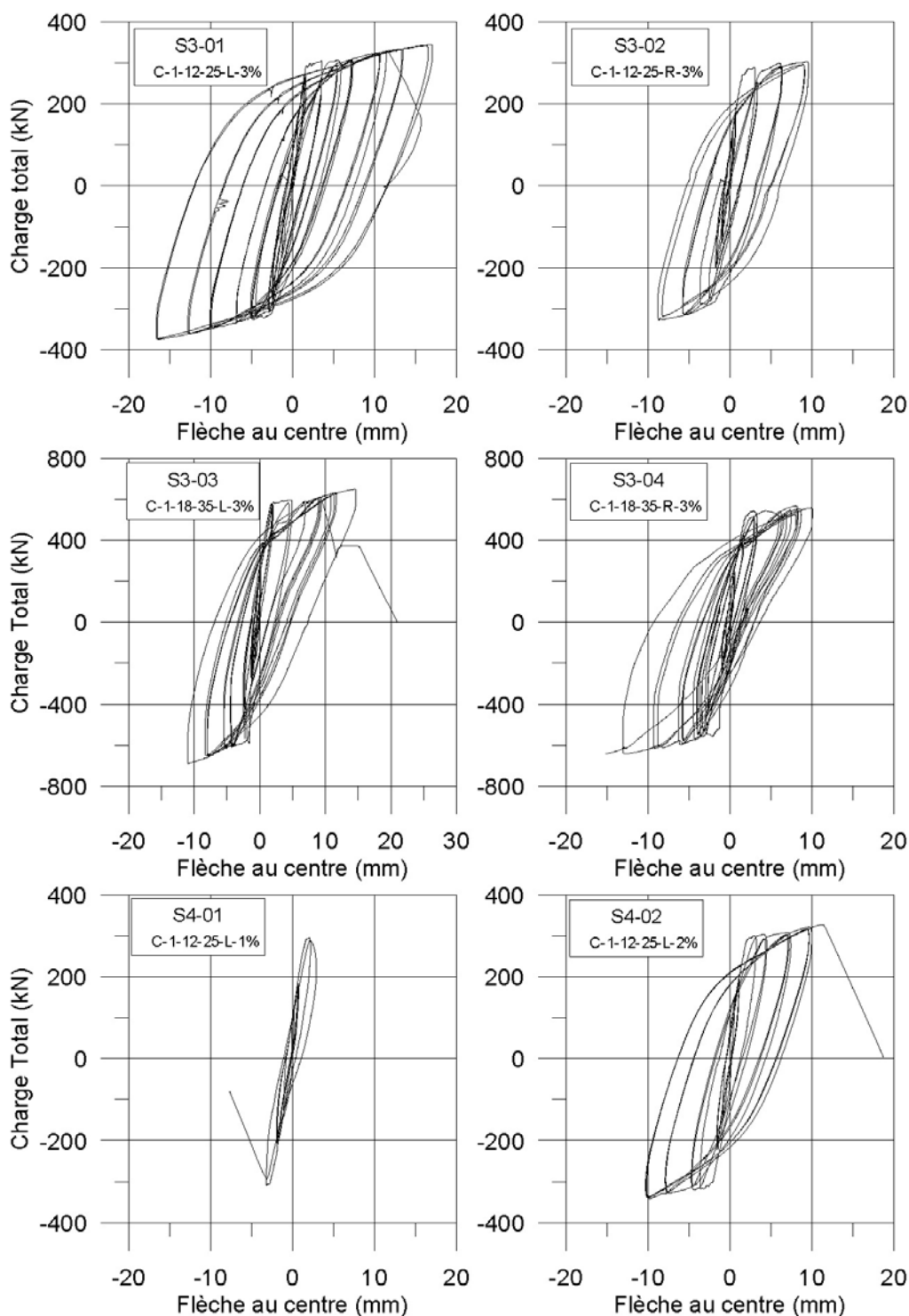


Figure 5.20 – Courbes charges déflexions des 6 spécimens

5.5 CONCLUSIONS DES ESSAIS DE FLEXION

Les essais de flexion permettent de conclure que :

- la technique de renforcement des joints de chevauchement avec un BFUP contenant un minimum de 3% de fibres permet d'atteindre la limite élastique des armatures et ainsi éliminer la rupture par fendage;
- l'atteinte d'une ductilité suffisante lors de sollicitations cyclique est possible même sans confinement.

6 CONCLUSIONS

Les deux séries d'essais sur des tirants et des poutres permettent d'arriver aux conclusions suivantes :

- pour les BFUP développés à l'École Polytechnique, un dosage en fibres de 3% est recommandé;
- la longueur de chevauchement minimale augmente avec l'augmentation des diamètres des barres;
- une longueur de chevauchement égale à $24 d_b$ tel qu'utilisée avant les années 1970 devrait pouvoir être renforcée avec la méthode préconisée et cette longueur devrait être choisie pour les piles testées dans le volet 2;
- la méthode de calcul adaptée aux BFUP différents de ceux recommandés dans cette étude devra être développée à partir d'analyses par éléments finis non-linéaires.

Afin de rencontrer les objectifs fixés par le projet de recherche, les activités suivantes sont prévues dans le cadre du volet 2 :

- des essais sur piles de grandeur réelle avec des armatures longitudinales ayant des diamètres de 25 à 45 mm sollicitées en flexion uniaxiale ou biaxiale;
- des analyses par éléments finis permettant de déterminer le comportement des piles de ponts existantes, avant et après leur renforcement;
- des analyses par éléments finis permettant de déterminer le comportement des joints de chevauchement avec différents types de BFUP pour différents type de barres d'armature et de configurations de joints de chevauchement.

RÉFÉRENCES

1. CSA 2000. "Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
2. Boucher-Proulx, G. 2008. Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemise en BRF et en BFUP. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
3. Boucher-Proulx, G. et Massicotte, B. 2008. Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide d'une chemise en BFUP. Compte rendu du 15^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec les 6 et 7 mai.
4. Massicotte, B., Dagenais, M.-A., Lagier, F. 2012. Développement d'une méthode de renforcement sismique des piles rectangulaires – Programme expérimental. Rapport SR12-01, Groupe de recherche en génie des Structures, École Polytechnique de Montréal.
5. Lagier, F. 2010. Étude numérique et expérimentale du comportement local des joints de chevauchement renforcés par un BFUP– Application aux renforcements sismiques. Proposition de recherche. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.
6. Radaelli, D. 2009. Comportement et modélisation des éléments de structure en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances avec armatures passives, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
7. fib 2000. Bond of reinforcement in concrete vol. Bulletin 10 - State-of-art report, Lausanne, Switzerland: CEB-FIP-International Federation for Structural Concrete.
8. Lutz, L. A. et Gergely, P. 1967. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete, American Concrete Institute -- Journal, vol. 64, no. 11, pp. 711-721.
9. Lettow, S. 2006. Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße (Bond Element for nonlinear Finite Element Analysis - Application to Lap Splices), PhD, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Stuttgart.
10. Melek, M. et Wallace, J. W. 2004. Cyclic behavior of columns with short lap splices, ACI Structural Journal, vol. 101, no. 6, pp. 802-811.
11. Cho, J.-Y. et Pincheira, J. A. 2006. Inelastic analysis of reinforced concrete columns with short lap splices subjected to reversed cyclic loads, ACI Structural Journal, vol. 103, no. Copyright 2006, The Institution of Engineering and Technology, pp. 280-90.
12. Harajli, M. H. 2007. Numerical Bond Analysis Using Experimentally Derived Local Bond Laws: A Powerful Method for Evaluating the Bond Strength of Steel Bars, ASCE, Journal of Engineering Mechanics, vol. 133, no. 5, pp. 695-705.

13. Harajli, M. H. 2009. Bond Stress--Slip Model for Steel Bars in Unconfined or Steel, FRC, or FRP Confined Concrete under Cyclic Loading, ASCE, Journal of Engineering Mechanics, vol. 135, no. 5, pp. 509-518.
14. Harajli, M. H. 2010. Bond Behavior in Steel Fiber-Reinforced Concrete Zones under Static and Cyclic Loading: Experimental Evaluations and Analytical Modeling, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 22, no. 7, pp. 674-686.
15. Spieth, H. A. 2002. Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben, PhD, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Stuttgart.
16. Schlaich, J. et Schäfer, K. 1998. Konstruieren im Stahlbetonbau, Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
17. Tepfers, R. 1973. A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars, Ph.D, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.
18. Reynolds, G. C. et Beeby, A. W. 1982. Bond Strength of deformed bars, in Bond in concrete, Paisley (Scotland, U.K.), pp. 434-445.
19. Cairns, J. et Jones, K. 1996. An evaluation of the bond-splitting action of ribbed bars, ACI Materials Journal, vol. 93, no. 1, pp. 10-19.
20. Eligehausen, R. 1979. Übergreifungsstösse zubeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden (Lapped splices of ribbed bars with straight ends), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 301, Berlin, Rapport technique.
21. Comité Euro-International du Béton, 1982. Bond action and bond behaviour of reinforcement - State of Art: C.E.B, Bulletin d'information, n° 151.
22. Ferguson, P. M. et Briceno, E. 1968. Bond stress development length for a lapped splices in reinforced concrete beams and walls, The University of Texas, Progress Summary, Austin, Texas, Rapport technique.
23. Ferguson, P. M. et Krishnaswamy, C. N. 1971. Tensile Lap Splices, Part II: Design Recommendations for Retaining Wall Splices and Large Bar Splices, The University of Texas, Center for Highway Research, Research Report 113-3, Austin, Texas, Rapport technique.
24. Marchina, G. A. E. et Giuriani, E. 1996 Experimental study of splitting and flexural cracks in a RC beam with overlapped splices, Materials and Structures, vol. 29, no. 1, pp. 19-27.
25. Chinn, J., Ferguson, P. M. et Thompson, J. N. 1955. Lapped splices in reinforced concrete beams, ACI Journal, vol. 52, no. 15.
26. Ferguson, P. M. et Breen, J. E. 1965. Lapped splices for high strength reinforcing bars, ACI Journal, vol. 62, no. 9, pp. 1063-1078.
27. Canbay, E. et Frosch, R. J. 2005. Bond strength of lap-spliced bars, ACI Structural Journal, vol. 102, no. 4, pp. 605-614.

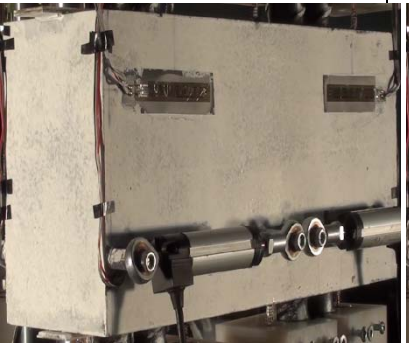
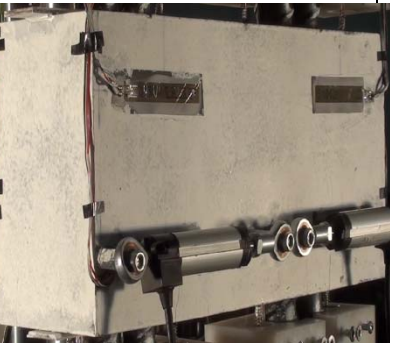
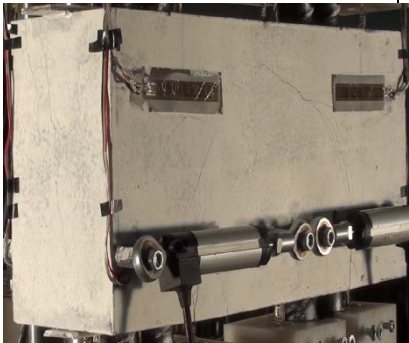
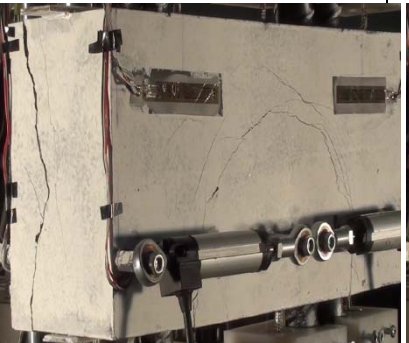
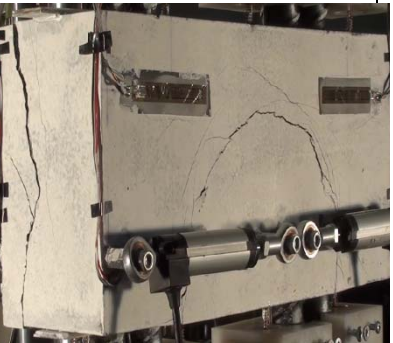
28. Shima, H. Chou, L.-L. et Okamura, H. 1987. Bond characteristics in post-yield range of deformed bars, *JSCE*, vol. 6, no. 378, pp. 12.
29. Darwin, D. 2005. Tension development length and lap splice design for reinforced concrete members, *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 7, no. 4, pp. 210-225.
30. Azizinamini, A., Stark, M., Roller, J. J. et Ghosh, S. K. 1993. Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete, *ACI Structural Journal*, vol. 90, no. 5, pp. 554-561.
31. Lukose, K., Gergely, P. et White, R. N. 1982. Behavior of reinforced concrete lapped splices for inelastic cyclic loading, *ACI Journal*, vol. 79, no. 36, pp. 355-365.
32. Giuriani, E., Plizzari, G. et Schumm, C. 1991. Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond, *ASCE*, vol. 117, no. 1, pp. 1-18.
33. Azizinamini, A., Chisala, M. et Ghosh, S. K. 1995. Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete, *Engineering Structures*, vol. 17, no. Compendex, pp. 512-522.
34. Darwin, D., Tholen, M. L., Idun, E. K. et Zuo, J. 1996. Splice strength of high relative rib area reinforcing bars, *ACI Structural Journal*, vol. 93, no. Compendex, pp. 95-107.
35. Morita, S. et Fujii, S. 1982. Bond capacity of deformed bars due to splitting of surrounding concrete, in *Bond in concrete*, Paisley (Scotland, U.K.), pp. 331-341.
36. Eligehausen, R., Popov, E. P. et Bertero, V. V. 1983. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, Report No UCB/EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Rapport technique.
37. Fujii, S. et Morita, S. 1983. "Splitting bond capacities of deformed bars : Part 2 A proposed ultimate strength equation for splitting bond failure " *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, vol. 324, pp. 45-53.
38. Sagan, V. E., Gergely, P. et White, R. N. 1991. Behavior and design of non contact lap splice subjected to repeated inelastic tensile loading, *ACI Structural Journal*, vol. 88, no. 4, pp. 420-431.
39. Chamberlin, S. J. 1952. Spacing of spliced bars in tension pull-out specimen, *ACI Journal*, vol. 49, no. 19, pp. 261-274.
40. Lin, Y. 1996. Seismic behavior of bridge pier column lap splices, Ph.D. Graduate, University of Illinois Urbana.
41. Hamad, B. S. et Mansour, M. 1996. Bond strength of noncontact tension lap splices, *ACI Structural Journal*, vol. 93, no. 3, pp. 1-11.
42. Harajli, M. H., Hamad, B. S. et Karam, K. 2002. Bond-slip response of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 14, no. 6, pp. 503-511.

43. Harajli, M. H. et Salloukh, K. A. 1997. Effect of fibers on development/splice strength of reinforcing bars in tension, *ACI Materials Journal*, vol. 94, no. 4, pp. 317-324.
44. Nielson, M. P. 1998. *Limit analysis and concrete plasticity*. CRC Press, N.-Y.
45. Dagenais, M.-A. 2011. Réhabilitation sismique des joints de chevauchement des piliers de ponts par chemisage en BFUP. Proposition de recherche. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.
46. AFGC 2002. Bétons fibrés à ultra-hautes performance. Recommandations provisoires, AFGC - Association Française de génie civil, Setra - Service d'études techniques des routes et autoroutes.
47. Charron, J.-P. 2009. Technologie du béton CIV6505, Notes de cours, École Polytechnique de Montréal.
48. Graybeal, B. A. 2006. Material property characterization of ultra-high performance concrete. O. o. i. r. a. d.-F. H. Administration,.
49. Bache, H. H. 1989. Fracture mechanics in integrated design of new, ultra-strong materials and structures in fracture mechanics of concrete structures - from theory to applications. Report of RILEM committee TC 90/FMA - Fracture mechanics applications, L. Elfgren, ed., Chapman and Hall, London, 382-398.
50. Habel, K. 2004. Structural behavior of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete. Doctorat Thèse de Doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne.
51. Braïke, S. 2007. Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance. Maîtrise Thèse de Maîtrise, Polytechnique de Montréal, Montréal.
52. Parant, E., Possi, P., et Le Maou, F. 2007. Durability of a multiscale fibre reinforced cement composite in aggressive environment under service load. *Cement and Concrete Research*, 37(Compendex), 1106-1114

ANNEXE

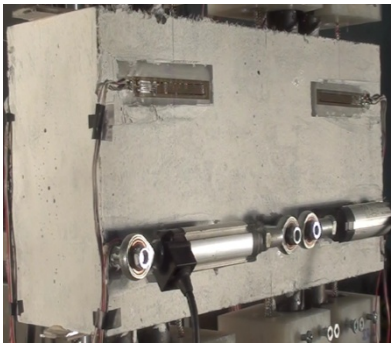
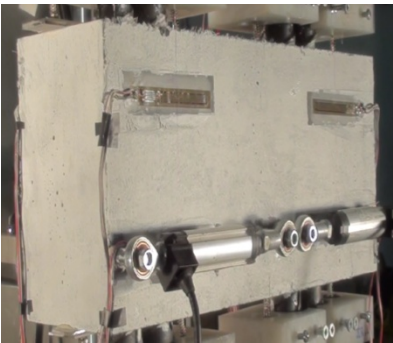
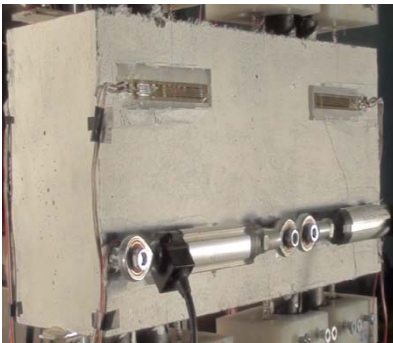
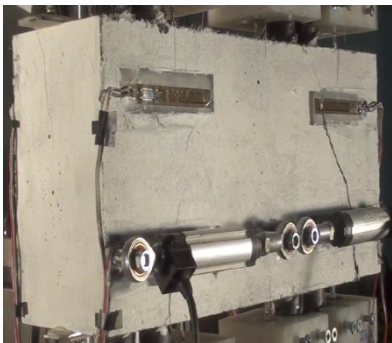
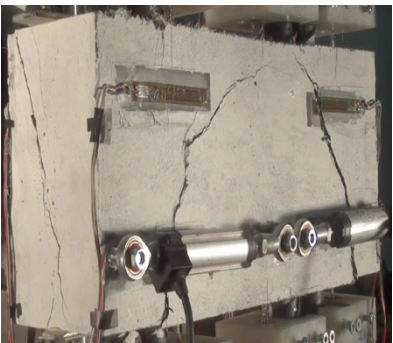
Spécimen 25-5D-F1

Tableau 0.1 – Étapes de la fissuration du spécimen – Suivi vidéo

		
Temps : 0 min Force : 0 kN	Temps : 26 min Force : 120 kN	Temps : 33.5 min Force : 137 kN
		
Temps : 40 min Force : 126 kN	Temps : 50 min Force : 73 kN	Temps : 60 min Force : 56 kN

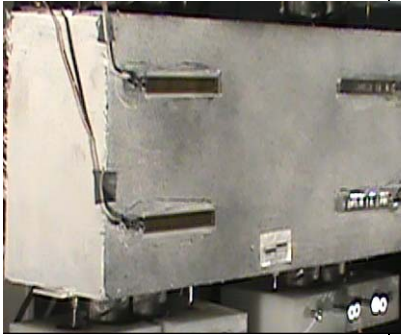
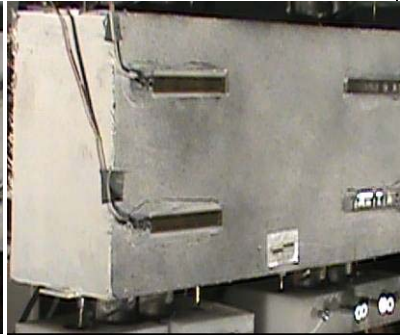
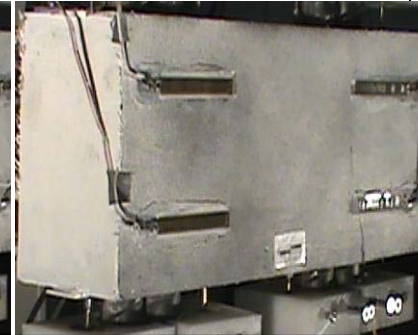
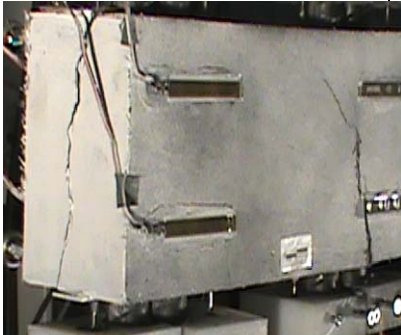
Spécimen 25-5D-F2

Tableau 0.2 – Étapes de la fissuration du spécimen – Suivi vidéo

		
Temps : 0 min Force : 0 kN	Temps : 33 min Force : 150 kN	Temps : 41 min Force : 165 kN
		
Temps : 51 min Force : 148 kN	Temps : 85 min Force : 65 kN	Temps : 117 min Force : 45 kN

Spécimen 25-5D-F4

Tableau 0.3 – Étapes de la fissuration du spécimen – Suivi vidéo

		
Temps : 0 min Force : 0 kN	Temps : 40 min Force : 192 kN	Temps : 50 min Force : 217 kN
		
Temps : 60 min Force : 100 kN	Temps : 70 min Force : 62 kN	Temps : 80 min Force : 27 kN