

N° D'ORDRE : D-SCIENCE...../2019

THESE

Présentée pour obtenir

LE DIPLOME DE DOCTORAT SCIENCE

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : Calcul Des Structures en Sciences Technologique

Par

AYAD TAYEB

**COMPORTEMENT THERMIQUE ET MECANIQUE D'UN
TABLIER D'UN PONT APRES RENFORCEMENT PAR DES
FIBRES DE CARBONE**

Soutenu le / / 2019 devant le jury composé de :

Président :	N. BELAS	Professeur	U-Mostaganem
Examineur :	T. BRANCI	Professeur	U-Chlef
	M. EZZIANE	MCA	U-Oran
Directeur de thèse :	T. KADRI	Professeur	U-Mostaganem

Dédicace

Je dédie ce travail à la mémoire de mes chers parents en signe de reconnaissance.

A ma chère femme et mon fils Yakoub Abdelkader.

A mes chers frères et sœurs.

A mon cher ami et frère Ahmed.

A toute la famille.

Que ce travail soit l'expression de ma grande affection et un témoignage de mon attachement et de mon grand profond amour.

Remerciements

Je remercie en premier lieu Allah tout puissant de m'avoir accordé la puissance et la volonté pour achever ce travail.

Je tiens à remercier Monsieur le Professeur Tahar KADRI, mon directeur de thèse, qui a dirigé cette thèse avec une patience remarquable, beaucoup d'enthousiasme et une dose d'exigence. Son expérience scientifique, ses conseils, ses encouragements et sa disponibilité ont été un soutien indispensable à la réalisation de cette thèse. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

Mes remerciements s'adressent également à Madame Nadia BELAS, Professeur à l'Université de Mostaganem, d'avoir accepté d'être présidente et membre du jury de soutenance de cette thèse. Je voudrais adresser également mes remerciements profonds à Monsieur Taieb BRANCI, Professeur à l'Université de Chlef qui a fait le travail soigneux du rapporteur de mon mémoire de thèse. De même, je voudrais remercier Monsieur Mohamed EZZIANE, Maître conférence à l'Université d'Oran, d'avoir accepté d'être examinateur et membres du jury de ma soutenance de thèse. Je suis honoré qu'ils aient accepté de consacrer leur temps et leur expertise à ces travaux.

Je remercie tout le personnel du département de génie civil et de la faculté des sciences et de la technologie de l'université de Mostaganem et spécialement Monsieur Ahmed BOUHALOUFA enseignant à l'université de Mostaganem, pour l'aide précieuse dont il a fait preuve.

Je remercie spécialement mon meilleur ami Monsieur Ahmed REZIGUA enseignant à l'université de Mostaganem, qui a été à mon côté pendant les moments difficiles.

Je remercie ma femme qui a partagé ma vie, je la remercie de son soutien et de sa patience, merci aussi à mon fils Yakoub Abdelkader qui, en dormant sagement la nuit, a été merveilleux avec moi.

Je ne remercie jamais assez mes parents, mes chères sœurs, mes frères, ainsi que toute ma famille pour leur soutien et leurs encouragements incessants malgré la distance qui nous sépare. Un grand merci à mes parents à qui je dois ce que je suis devenu Allah yarhamhoum.

Résumé

Le polymère à renfort fibres peut être utilisé avec succès pour renforcer extérieurement les structures en béton armé en comportement de flexion et cisaillement, où le polymère à renfort fibre de carbone (CFRP) a été identifié comme étant le matériau de choix dans les applications d'infrastructure civile tel que les tabliers des ponts. Néanmoins l'exposition à divers facteurs environnementale et accidentel sur un tablier de pont, comme les incendies due aux accidents, peuvent facilement mener le CFRP aux températures plus hautes que la température de transition vitreuse ce qui réduit radicalement les propriétés d'adhérence. Donc, l'efficacité du système de réparation pour un tablier de pont existant qui dépend principalement de l'efficacité du lien entre la plaque CFRP et le béton est significativement affectée par la température. Alors les performances à la température élevée de tabliers de pont renforcés extérieurement avec des plaques en CFRP sont considérables et doivent être étudiées.

Le travail développé dans cette thèse a pour but de formuler des recommandations techniques pour la réparation durable de dalles de tablier de pont. Pour cela une étude analytique est présentée d'une part à l'échelle matériau pour étudier l'effet de la fissure imposée dans l'assemblage collé en composite (CFRP), pour voir le comportement à la rupture, d'autre part à l'échelle structurel une analyse théorique améliorée des contraintes interfaces est présentée pour une poutre en béton simplement supportée liée avec une plaque en CFRP avec une présence de fissure dans l'analyse théorique actuelle. Un programme d'éléments finis par ANSYS a été utilisé pour étudier le comportement mécanique des plaques en CFRP et des assemblages collés ainsi que leurs performance en les intégrant dans différentes dalles en béton armé comme réparation et renfort, par la suite un modèle d'éléments finis détaillé d'un béton armé renforcé en plaques CFRP rend compte de la variation des paramètres thermiques et mécaniques des matériaux constitutifs des dalles de tablier de pont exposés à différentes températures et à l'incendie. Pour relier la simulation à un cas valide, une combinaison de travaux expérimentaux menés par d'autres chercheurs dans le domaine des bétons renforcés par des CFRP testé au feu sont modélisés. Finalement une étude paramétrique a été établie pour expliquer les effets de la propriété de variation de CFRP et l'efficacité de la protection thermique de isolant.

Mots clés : dalle de tablier, fissure, composite, fibre de carbone, températures, éléments finis, cisaillement, isolant thermique.

Abstract

Fiber-reinforced polymer can be successfully used to externally strengthen reinforced concrete structures in flexure and shear, where carbon fiber reinforced polymer (CFRP) has been identified as the material of choice in infrastructure applications. such as bridge decks. Nevertheless, exposure to various environmental and accidental factors on a bridge deck, such as accident fires, can easily lead CFRP to temperatures higher than the glass transition temperature which drastically reduces the adhesion properties. Therefore, the efficiency of repair system for existing bridge deck that depends mainly on the effectiveness of the bond between CFRP plate and the concrete is significantly affected by the temperature. So the high temperature performance of externally reinforced bridge deck with CFRP plates is considerable and needs to be studied.

The work developed in this thesis aims to formulate technical recommendations for durable strengthening of bridge deck slabs. For this purpose, an analytical study is presented on the one hand at the material scale to study the effect of embedded crack on failure behavior of composite bonded assembly (CFRP), on the other hand to structural scale An improved theoretical analysis of interface constraints is presented for a simply supported concrete beam bonded with a CFRP plate and a embedded crack in the present theoretical analysis. A finite element program is performed using the commercial software ANSYS to study the mechanical behavior of CFRP plates and bonded assemblies and their performance by integrating them into different reinforced concrete slabs as a repair and strengthening, then a detailed finite element model of a reinforced concrete beam strengthened by CFRP plate reflects the variation in thermal and mechanical parameters of constituent materials of bridge deck slabs exposed to different temperatures and fire. To relate the simulation to an actual case, a combination of experimental work by other researchers in fire-tested field for reinforced concrete beam strengthened with CFRP is modeled. Finally a parametric study was established to explain the effects of CFRP variation property and efficiency of thermal insulation protection.

Key words: deck slab, crack, composite, carbon fiber, temperatures, finite elements, shear, thermal insulation.

ملخص

يمكن استخدام البوليمر المقوى بالألياف بنجاح لتعزيز هياكل الخرسانة المسلحة من الخارج في سلوك التثني والقص ، حيث تم تحديد البوليمر المقوى بألياف الكربون باعتباره المادة المفضلة في تطبيقات السيارات. البنية التحتية المدنية مثل الطوابق الجسر. ومع ذلك ، فإن التعرض للعوامل البيئية والصدفية المختلفة على سطح الجسر ، مثل حرائق الحوادث ، يمكن أن يؤدي بسهولة إلى درجات حرارة أعلى من درجة حرارة التحول الزجاجي مما يقلل بشكل كبير من خصائص الالتصاق. لذلك، تتأثر كفاءة نظام الإصلاح لسطح الجسر الحالي الذي يعتمد بشكل أساسي على فعالية الرابطة بين لوحة البوليمر المقوى بألياف الكربون والخرسانة بدرجة كبيرة من درجة الحرارة. لذا فإن أداء عند درجات الحرارة المرتفعة لجسر المقواة خارجياً مع لوحات كبيرة ويجب دراسته.

يهدف العمل الذي تم تطويره في هذه الرسالة إلى صياغة توصيات تقنية للإصلاح المتواصل لألواح سطح الجسور. لهذا الغرض ، يتم تقديم دراسة تحليلية من ناحية على مقياس المواد لدراسة تأثير الشق المفروض في التجمع المستعبد المربك ، لمعرفة السلوك عند الانهيار ، من ناحية أخرى إلى المقياس الهيكلي يتم تقديم تحليل نظري محسن لقيود السطح البيئي لحزمة خرسانية مدعومة ببساطة مرتبطة مع لوحة مع وجود تصدع في التحليل النظري الحالي. تم استخدام برنامج العناصر المحدودة من قبل لدراسة السلوك الميكانيكي للألواح والتجمعات المستعبد وكذلك أدائها من خلال دمجها في مختلف ألواح الخرسانة المسلحة مثل الإصلاح والتعزيز ، وبالتالي نموذج من العناصر يعكس الانتهاء التفصيلي للخرسانة المقواة من التغير في المعايير الحرارية والميكانيكية للمواد المكونة لألواح سطح الجسر المعرضة لدرجات حرارة مختلفة وللحريق. لربط المحاكاة بحالة صالحة، على غرار مزيج من العمل التجريبي من قبل باحثين آخرين في مجال الخرسانة المسلحة اختبارها النار. أخيراً، تم إنشاء دراسة حدية لشرح تأثيرات خاصية تباين وكفاءة حماية العزل الحراري.

الكلمات الرئيسية: سطح الجسر، شق، مركب ألياف الكربون، درجات الحرارة، العناصر المحدودة، القص، العزل الحراري

Sommaire

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Dégradation et maintenance des ponts	1
I.1 Introduction.....	1
I.2 Dégradation des tabliers de ponts.....	1
I.3 Inspection des tabliers en dalle de béton armé.....	2
I.3.1 Fissuration.....	2
I.3.2 Écaillage.....	4
I.3.3 Corrosion des armatures	5
I.3.1 Lixiviation.....	5
I.4 Réparation des structures en béton.....	6
I.4.1 Préparation pour les réparations de patch	7
I.4.2 Application à la main.....	8
I.4.2.1 Effets de chargement.....	9
I.4.3 Application de fluide	9
I.4.4 Application par pulvérisation.....	10
I.5 Renforcement des tabliers de ponts.....	10
I.5.1 Collage des plaques d'acier	11
I.5.1.1 Principe	11
I.5.1.2 Conception	12
I.5.1.3 Application aux dalle et poutre des ponts en béton	14
I.5.1.4 Les inconvénients du renforcement par collage des plaques d'acier	16
I.5.2 Renforcement par collage des plaques de composite	16
I.5.2.1 Polymères renforcés par fibre de carbone (CFRP)	16
I.6 Problématique lié à la durabilité des composites exposés à des températures élevée	18
I.7 Conclusion.....	18
Chapitre II : Généralités sur les matériaux composite	19
II.1 Introduction.....	19
II.2 Matériaux composites.....	19
II.2.1 Matrices.....	20
II.2.2 Les fibres.....	21
II.2.3 Détermination du module de Young d'un matériau composite.....	24
II.2.3.1 Module d'Young longitudinal.....	24
II.2.3.2 Module d'Young transversal.....	25
II.2.4 Mécanismes de rupture dans les matériaux composites.....	26

II.3	Préparation techniques pour la réparation du béton par PRFC	28
II.4	Renforcement structurel des poutres en béton en utilisant un matériau composite	32
II.4.1	Renforcement structurel des poutres en béton à l'aide de plaques précontraintes	35
II.4.2	Expériences sur des plaques en CFRP précontraint liés à des poutres béton armé	37
II.5	Mécanismes de rupture des poutres renforcées par composite	40
II.5.1	Rupture due au décollement	40
II.5.2	Séparation d'enrobage en béton	40
II.5.3	Décollement du composite à l'extrémité.....	41
II.5.4	Décollement du composite à mi-portée	42
II.6	Travaux sur l'application des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des tabliers de pont	43
II.6.1	Réparation des ponts de l'autoroute I-65 avec des composites de polymère renforcé de fibre de carbone	43
II.6.2	Conception d'une nouvelle génération de tabliers de ponts en béton armé à l'aide d'armatures en matériaux composites	45
II.6.3	Resistance au cisaillement de poutres en béton armé enveloppées de tissu en CFRP	47
II.6.4	Renforcement du cisaillement des poutres de pont AASHTO à l'aide de feuilles de CFRP	48
II.7	Travaux sur le calcul des contraintes de cisaillement d'interface béton/CFRP	50
II.7.1	Contraintes d'interfaces dans les poutres renforcées	50
II.7.2	Solution théorique améliorée pour les contraintes d'interfaces dans les poutres en béton renforcées avec une plaque en FRP	51
II.8	Conclusion.....	52
Chapitre III : Durabilité des matériaux exposés à des températures élevées et au feu		53
III.1	Introduction.....	53
III.2	Généralité sur le feu	53
III.2.1	Déroulement d'un incendie	53
III.2.2	La courbe température –temps normalisée.....	57
III.3	Propriétés des matériaux à des températures élevées	59
III.3.1	Comportement thermomécanique des bétons.....	59
III.3.1.1	Transformations des propriétés physiques et chimiques du béton chauffé	59
III.3.1.2	Evolution des propriétés thermiques du béton à hautes températures.....	68
III.3.1.3	Evolution des propriétés mécanique du béton à des températures élevées.....	70
III.3.2	Comportement du matériau composite FRP en fonction de la température.....	74
III.3.2.1	États des matériaux composites de FRP sous des températures élevées	74
III.3.2.2	Propriétés thermophysiques des composites de FRP	76
III.3.2.3	Propriétés thermomécaniques des composites de FRP	79
III.3.2.4	Résistance des composites frp à haute température	80
III.4	Durabilité des composites exposés à des températures élevées et au feu	87
III.4.1	Temps à l'allumage des composites de polymère	88

III.4.2	Composites de polymère résistant au feu	90
III.4.3	Durabilité des composites pour les applications civiles structurelles	90
III.4.4	Composites chargés de retardateur de flamme	92
III.4.4.1	Revêtements coupe-feu pour composites polymères	92
III.5	Conclusion.....	93
Chapitre IV : Modèle analytique du comportement thermomécanique d'un tablier de pont réparé par des fibres de carbones...95		
IV.1	Introduction.....	95
IV.2	Comportement mécanique de l'assemblage collé.....	96
IV.2.1	Distribution de la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface CFRP/isolant thermique.....	96
IV.2.1.1	Modélisation analytique de l'assemblage collé fissuré CFRP/isolant thermique :	96
IV.3	Distribution de la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface béton/CFRP.....	101
IV.3.1	Décomposition de la partie réparée de la poutre fissurée.....	101
IV.3.1.1	Détermination des déformations et des contraintes.....	103
IV.3.1.2	Application des conditions aux limites	110
IV.4	Comportement thermique de l'assemblage collé (béton/CFRP/Isolant).....	111
IV.4.1	Formulation mathématique du problème thermique :.....	112
IV.4.1.1	Problème étudié	112
IV.4.1.2	Conditions aux limites.....	113
IV.4.2	Effet de la température sur le module de Young	114
IV.5	Conclusion.....	114
Chapitre V : Modélisation numérique à l'échelle matériau et à l'échelle structurelle..... 115		
V.1	Objectifs et démarche de l'approche numérique.....	115
V.1.1	Objectif de la modélisation numérique	115
V.1.2	Les démarche de la modélisation numérique	116
V.1.2.1	Description des éléments utilisés	116
V.1.2.2	Comportement des matériaux utilisés	119
V.1.2.3	Géométrie et propriétés des modèles étudiés	119
V.1.2.4	Discrétisation et condition aux limites	121
V.2	Procédure numérique.....	123
V.2.1	Analyse thermique	124
V.2.2	Passage de l'analyse thermique à l'analyse thermomécanique	124
V.2.3	Analyse thermomécanique.....	126
Chapitre VI : Résultats et discussion..... 128		
VI.1	Introduction.....	128
VI.2	Etude de l'assemblage collé pour la réparation et/ou le renforcement des structures.....	128
VI.2.1	Analyse mécanique de l'assemblage collé (composites CFRP).....	128
VI.2.1.1	Effet de la longueur de fissure sur la contrainte de cisaillement.....	128

VI.2.1.2	Effet de la position de fissure sur la contrainte de cisaillement	129
VI.2.1.3	Corrélation entre les résultats analytiques et numériques.....	130
VI.2.2	Analyse thermique de l'assemblage collé	130
VI.2.2.1	Distribution de la température à différentes couches de l'assemblage collé	131
VI.2.3	Analyse thermomécanique du joint de réparation	132
VI.2.3.1	Effet de la température sur la distribution des contraintes de cisaillement du joint de colle.....	133
VI.3	Conclusion de la partie A.....	135
VI.4	Etude de la poutre fissurée et réparée par feuilles de CFRP.....	135
VI.4.1	Effet de la fissure sur la contrainte de l'interface poutre/CFRP :.....	136
VI.4.2	L'influence de la température sur l'intégrité structurelle du système de renforcement ...	137
VI.4.3	Effet de l'épaisseur de l'isolant thermique.....	138
VI.4.4	Effet du temps d'exposition à des températures élevées et au feu.....	139
VI.4.5	Variation de la charge appliquée sur la poutre chauffée	140
VI.5	Conclusion de la partie B.....	140
VI.6	Approfondissements de l'étude thermomécanique du tablier de pont.....	141
VI.6.1	Contrainte équivalente de la poutre réparée	141
VI.6.2	L'effet cracks and crushing de la poutre réparée.....	144
VI.7	Conclusion.....	146

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Liste des figures

Figure I. 1. Règle de mesure de largeur de fissure (0,1 mm à 7 mm). Source : https://www.saugnac-jauges.fr	3
Figure I. 2. Fissuration à la face inférieure d'une dalle en béton armé.....	3
Figure I. 3. Ecaillage du béton dû à la corrosion des armatures.....	4
Figure I. 4. Coloration typique et écaillage en raison de l'acier corrodant.....	5
Figure I. 5. Les effets de lixiviation sur la face inférieure d'un tablier en béton.....	5
Figure I. 6. Les effets de lixiviation sur la face inférieure d'un pont jack-arc.....	6
Figure I. 7. Système d'injection de fissure.....	6
Figure I. 8. Jets d'eau sur le viaduc de Silverton (courtoisie Cons Main & Repair).....	8
Figure I. 9. Boîte aux lettres traditionnelle pour l'application de béton fluide sur un élément de poutre.	10
Figure I. 10. Application typique de collage de plaque.....	12
Figure I. 11. Distribution des contraintes de cisaillement dans une poutre renforcée par plaque en acier.	13
Figure I. 12. Rupture de pelage typique pour (a) une poutre renforcée, comparé à (b) la rupture en flexion d'une poutre conventionnel en BA.....	13
Figure I. 13. Moyens d'assurer la continuité dans les plaques (seuls les boulons d'ancrage sont illustrés).	16
Figure I. 14. Section typique d'un tablier de pont renforcé par CFRP.....	17
Figure II. 1. Élaboration des fibres de carbone.....	22
Figure II. 2. Schéma simplifié d'une traction longitudinale.....	24
Figure II. 3. Loi des mélanges pour le module d'Young longitudinal.....	25
Figure II. 4. Schématisation par couches d'un composite unidirectionnel.....	26
Figure II. 5. Rupture de fibre.....	27
Figure II. 6. Rupture transverse de la matrice.....	27
Figure II. 7. Rupture longitudinale de la matrice.....	28
Figure II. 8. Décohésion fibre-matrice.....	28
Figure II. 9. Détails sur les différentes couches d'un béton réparé.....	29
Figure II. 10. Méthodologie pour l'installation des CFRP à la sous-face des tabliers de ponts en béton.	31
Figure II. 11. Initiation de séparation de plaque pour une poutre d'un rapport de portée cisaillement / profondeur de poutre égale à 3.....	34
Figure II. 12. Mode typique de séparation des plaques pour un rapport de portée de cisaillement / profondeur de la poutre égale à 4.....	35
Figure II. 13. Plaque précontrainte de CFRP procédure -laboratoire à l'Université de Surrey.....	38
Figure II. 14. Relations typiques entre la charge appliquée et la déformation à mi-portée pour trois systèmes des poutres plaquées.....	39
Figure II. 15. Différents types de décollement observés sur des éléments en BA renforcés par le collage d'une composite sur la face tendue.....	40
Figure II. 16. Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par séparation d'enrobage en béton.....	41
Figure II. 17. Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du composite (FRP) à l'extrémité.....	42
Figure II. 18. Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du tissu à mi-portée.....	42
Figure II. 19. (a) Trois mécanismes de rupture par décollement du composite, (b) AIC : décollement à mi-portée, (c) CDC : décollement à l'extrémité par une fissure oblique critique, (d) FED décollement à l'extrémité.....	43
Figure II. 20. Fissuration dans les travées de poutres en béton précontraint.....	44
Figure II. 21. Réparation de la poutre PC en utilisant des tissus en CFRP.....	45

Figure II. 22. Dalle d'un tablier de pont, (a) renforcée par des fibres de carbone et (b) résultats des déformation en traction (acier vs CFRP) du (pont Wotton).....	46
Figure II. 23. Courbes de déviation de la charge / de l'axe des poutres enveloppées d'un tissu en CFRP incliné à 90 ° et à 90 ° à 0 °.....	48
Figure II. 24. Contribution à la résistance au cisaillement des feuilles de FRP.....	49
Figure II. 25. Résultats du test par rapport à la capacité de cisaillement prévue: série B.....	49
Figure II. 26. Comparaison des contraintes de cisaillement et normales d'interfaces pour un poutre en BA renforcée par une plaque en CFRP soumise à une charge concentrée.....	50
Figure II. 27. Comparaison des contraintes de cisaillement et normales d'interfaces pour une poutre en BA renforcée par une plaque en CFRP soumise à une charge concentrée.....	51
Figure III. 1. Évolution caractéristique de la température moyenne pour un feu de compartiment.....	56
Figure III. 2. La courbe température- temps normalisée.....	57
Figure III. 3. Différentes courbes de température.....	58
Figure III. 4. (a) Décomposition thermique de la pâte de ciment par analyse thermogravimétrique (TGA) et (b) Analyse thermogravimétrique dérivée (DTG) de quatre échantillons.....	61
Figure III. 5. Modifications de la microstructure du HPC. a) Portlandite déshydratée à 500 ° C dans le béton OPC C60. b) Modification d'un agrégat de gabbro et d'une pâte de ciment dans un béton C70 après 600 ° C.....	62
Figure III. 6. Modifications de la microstructure du HPC. a) Déshydratation de la pâte de ciment et des grains anhydres C60 après 500 ° C et b) Microfissuration dans une pâte de ciment déshydratée et des agrégats dans du béton à 90 ° C (C90) après 500 ° C.....	62
Figure III. 7. Courbes ATD de quatre types de granulats (10°C/min).....	63
Figure III. 8. Conductivité thermique du béton à haute résistance suivant l'effet du type d'agrégat. ...	63
Figure III. 9. Evolution de la porosité de différents bétons en fonction de la température.....	64
Figure III. 10. Effet de la température sur la porosité du béton.....	65
Figure III. 11. Perte de masse après exposition à une température élevée.....	66
Figure III. 12. Pertes de masse des bétons déterminées durant le chauffage de 20°C à 600°C à la vitesse de 1°C/min. Les points indiquent la valeur de la teneur en eau obtenu par séchage à 105°C...	66
Figure III. 13. Variation de la perméabilité intrinsèque avec la température , OC: béton ordinaire (36MPa), HPC: béton à haute performance (110MPa).....	67
Figure III. 14. Densité apparente des bétons du Projet National BHP 2000.....	68
Figure III. 15. Conductivité thermique mesurée en fonction de la température pour différents types de béton.....	69
Figure III. 16. Chaleur spécifique à température élevée de différents types de béton d'après.....	70
Figure III. 17. Effet de l'exposition à la température sur la résistance à la compression du béton – essais à chaud.....	71
Figure III. 18. Evolution de la résistance en compression relative des bétons avec la température.....	71
Figure III. 19. Variation de la résistance à la traction par fente relative du béton en fonction de la température.....	73
Figure III. 20. Courbes contrainte-déformation du béton 35 MPa à différentes températures.....	74
Figure III. 21. Dégradation mécanique en fonction de la température pour les fibres typiques (résistance), les polymères et les composites (rigidité), valeurs normalisées par celles à 20 ° C..	75
Figure III. 22. Définition des différents états et transitions des matériaux thermodurcissables.....	75
Figure III. 23. Données TGA d'un matériau composite de polyester renforcé de fibres de verre E à différentes vitesses de chauffage.....	76
Figure III. 24. Comparaison des modèles de conductivité thermique en fonction de la température. ..	77
Figure III. 25. Comparaison des modèles de capacité thermique spécifique de fibres de verre E.....	78
Figure III. 26. Comparaison du module E entre le modèle et les données DMA.....	80
Figure III. 27. Effet de la température d'essai sur la résistance au cisaillement.....	81
Figure III. 28. Variation de la résistance au cisaillement d'une résine époxy typique avec la température d'après.....	82
Figure III. 29. Courbes charge – déplacement pour différentes températures issues d'essais de traction.....	83
Figure III. 30. Mode de défaillance dans les expériences de compression à différentes températures.....	84

Figure III. 31. Courbes charge-déplacement axial pour différentes températures issues d'expériences en compression.....	85
Figure III. 32. Courbes de contrainte - déformation pour les feuilles de composites FRP à différentes températures , (a) CFRP , (b) BFRP , (c) GFRP.	87
Figure III. 33. Le cycle de combustion des composites polymères.....	88
Figure III. 34. Effet de la charge de trihydroxyde d'aluminium sur les propriétés de réaction au feu d'un composite verre / phénolique testé avec un flux de chaleur incident de 50 kW / m2.	91
Figure IV. 1. Assemblage collé préfissuré sous charge de traction.....	96
Figure IV. 2. Le moment de flexion dans un joint déformé sous charge de traction.	98
Figure IV. 3. La zone du recouvrement (overlap) de l'assemblage collé.....	99
Figure IV. 4. Poutre simplement appuyée fissurée et renforcée par CFRP.	101
Figure IV. 5. a) Poutre fissurée réparé par plaque en CFRP, b) Décomposition de la poutre fissurée, c) Les forces internes des éléments de la poutre renforcée- fissurée.....	102
Figure IV. 6. Supposition d'une distribution des contraintes de cisaillement à travers les épaisseurs des adhérents (partie non fissurée).....	103
Figure IV. 7. Supposition d'une distribution des contraintes de cisaillement à travers les épaisseurs des adhérents (partie fissurée).	104
Figure IV. 8. Poutre simplement appuyée fissurée-réparée sous charge concentrée.....	110
Figure IV. 9. Schématisation d'un assemblage collé composite.	112
Figure IV. 10. Bilan thermique de l'assemblage collé.	113
Figure IV. 11. Dégradation du module de Young de CFRP à des températures élevées....	114
Figure V. 1. Géométrie de l'élément solide (SOLID65).	116
Figure V. 2. Géométrie de l'élément linéaire (LINK8).	117
Figure V. 3. Géométrie de l'élément solide (SOLID46).	117
Figure V. 4. Géométrie de l'élément solide (SOLID45).	118
Figure V. 5. Géométrie de l'élément solide (SOLID70).	118
Figure V. 6. Géométrie de l'assemblage collé fissuré.....	119
Figure V. 7. Géométrie de la poutre fissurée-réparée.....	120
Figure V. 8. Ferrailage de la dalle réparée.	120
Figure V. 9. (a) Maillage de la dalle réparée, (b) maillage de la poutre fissurée-renforcée, (c) détail de la zone fissurée.....	122
Figure V. 10. Les charges appliquées sur la poutre: a) charge mécanique, b) charge thermique.....	123
Figure V. 11. Température importée pour analyse mécanique : (a) vue de face de la poutre réparée, (b) vue de dessous de la poutre.	125
Figure V. 12. Schémas du projet de calcul par ANSYS Workbench.	126
Figure VI. 1. Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la demi-longueur de fissure.	129
Figure VI. 2. Variation de la contrainte de cisaillement pour différente position de fissure.....	129
Figure VI. 3. Géométrie de l'assemblage collé; c1, c2 : couche de l'isolant; c3 : adhésif et c4 : CFRP.	131
Figure VI. 4. Température appliquée en fonction du temps en dessous de la surface du tablier de pont.	131
Figure VI. 5. Distribution de la température dans les couches de l'assemblage collé.	132
Figure VI. 6. Dégradation du module de Young du CFRP à des températures élevées.....	133
Figure VI. 7. Variation de la contrainte de cisaillement au début de l'incendie.	133
Figure VI. 8. Variation de la contrainte de cisaillement pour 4 heures d'incendie.	134
Figure VI. 9. Poutre fissurée-réparée soumise à une charge concentrée.....	136
Figure VI. 10. Poutre fissurée-réparée soumise à une charge répartie.	136
Figure VI. 11. Variation de la température des matériaux en fonction du temps.....	137
Figure VI. 12. Variation de la température au niveau de la plaque CFRP avec différentes épaisseur de l'isolant thermique.....	138
Figure VI. 13. Variation de la contrainte de cisaillement de l'interface béton/CFRP.....	139
Figure VI. 14. Variation de la contrainte de cisaillement à l'interface béton/CFRP pour différentes tensions appliquées.....	140

Figure VI. 15. Contrainte équivalente de la poutre en BA à différente température de l'incendie ISO 834: (a) : $T_f=20\text{ C}^\circ$, (b) : $T_f= 743\text{ C}^\circ$, (c) : $T_f= 920\text{ C}^\circ$, (d) : $T_f= 1085\text{ C}^\circ$, (e) : $T_f= 1100\text{ C}^\circ$, (f) $T_f=1100\text{ C}^\circ$ pendant 1 heure d'exposition.	144
Figure VI. 16. Contrainte équivalente de la poutre pré-fissurée en BA.	144
Figure VI. 17. Charge de la première fissure (0-0.522 MPa) pour une température ambiante.	145
Figure VI. 18. Propagation de fissure au niveau des fibres inferieur de la poutre en BA (0.522-1 MPa).	145
Figure VI. 19. Propagation des fissures en fonction de l'augmentation de la température (temps d'exposition au feu= t_f): (a) : $t_f=1\text{s}$, (b) : $t_f= 5\text{s}$, (c) : $t_f=45\text{s}$, (d) : $t_f=1\text{heure}$	146

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II. 1: Caractéristiques mécaniques des résines époxydes.	21
Tableau II. 2: Les propriétés typiques des fibres de verre, carbone et aramide.....	23
Tableau II. 3: teste sur résistance au cisaillement des différentes configurations de poutres ...	47
Tableau III. 1: valeurs principales de la courbe conventionnelle température/ temps - ISO 834.....	57
Tableau III. 2: Propriétés de réaction au feu des stratifiés thermodurcis et à matrice thermoplastique déterminés à un flux de chaleur de 50 kW / m ² : par.	89
Tableau V. 1: Géométrie et propriétés des matériaux utilisés.....	124
Tableau VI. 1: Comparaison des résultats de la contrainte de cisaillement maximale (charge appliquée: 410.22 N/mm).	130

Introduction générale

Introduction générale

La gestion des ponts est l'une des principales priorités dans le contrôle et l'entretien des réseaux routiers et le moyen par lequel un nombre de ponts est entretenu de la conception à la détérioration. Ces infrastructures en béton armé que comportent les réseaux routiers, présentent des dégradations sévères. Chaque année, les propriétaires d'ouvrages doivent procéder à la réparation de nombreux tabliers de pont en béton armé. Il y a un besoin croissant de renforcer et d'améliorer l'infrastructure de transport. On estime qu'environ 40% des ponts aux États-Unis sont structurellement insuffisantes [1]. Cette activité est courante, mais les solutions adoptées ne durent pas dans le temps. En fait, peu d'études ont été menées sur la performance à long terme des matériaux utilisés pour la réparation et pour la protection. Les constructeurs, les concepteurs et les entrepreneurs ont beaucoup de difficultés à déterminer les matériaux appropriés, ce qui mène à une cadence de réparation élevée.

Il peut y avoir plusieurs raisons de la nécessité de renforcer et d'améliorer les ponts, telles que plusieurs facteurs influencent la durée de vie (les compatibilités des matériaux, les paramètres de conception et les charges externes), les changements de fonctionnalité, les dommages potentiels causés par des actions mécaniques et les effets environnementaux, Les charges externes, une roue par exemple, induisent à l'interface des contraintes de cisaillement et de traction susceptibles de provoquer la fissuration et le décollement. De plus, l'ensemble de la structure de la route et du tablier se trouve affaibli et contribue à l'accélération du processus de dégradation. Il faut savoir que ce décollement est généré aussi par plusieurs autres paramètres tel que le retrait, le fluage, la température [2]

Plusieurs méthodes pour le renforcement des ponts en béton ont été mises au point. Ces dernières années, les ingénieurs de structure ont commencé à utiliser une méthode de réparation par polymère renforcé de fibres (FRP) comme l'une des techniques possibles pour renforcer les membres de la structure en béton (dalles, poutres et poteaux). Les produits de PRF sont des matériaux intéressants pour le renforcement et la réinsertion des éléments de structure en raison de leur haute résistance au rapport de poids, la résistance à la corrosion, généralement résistants aux attaques chimiques légère, et la facilité d'application. Il y a généralement deux types de PRF utilisés: verre FRP (GFRP) et carbone FRP (CFRP). Pour la

plupart des applications d'ingénierie d'infrastructures civiles, le CFRP a été identifié comme étant le matériau de choix en raison de sa résistance supérieure par rapport à GFRP. Le renforcement de flexion comprend des feuilles de CFRP de liaison à la sous-face des dalles en béton pour porter la force de traction supplémentaire nécessaire pour l'élément de mise à niveau. Cette technique a été largement étudiée, et plusieurs exemples de structures existantes en utilisant des matériaux composites modernisés liés en époxy peuvent être trouvés dans la littérature [3-6].

Une analyse par éléments finis non linéaire a été proposée par [7] afin de compléter l'analyse expérimentale du comportement en flexion des poutres. Le comportement élasto-plastique a été supposé pour des éléments en béton armé et d'interface ont été utilisés pour modéliser la liaison du béton, l'acier et l'adhésif. Une analyse numérique comprenait également des simulations sur des poutres préfissurées.

Des poutres en béton armé en flexion renforcé par PRF ont testé par [8] et analysées en utilisant la méthode des éléments finis. Les diverses variables incluses, liaison ou pas de liaison de la FRP, le système d'ancrage. Toutes les poutres ont été soumises à des essais de flexion de trois points et quatre points, avec des modes de chargement, de flèche et de rupture enregistrées sur le point de défaillance. Une analyse par éléments finis non linéaire des poutres testés a également été réalisée en utilisant le logiciel de DIANA; cette analyse a représenté le comportement de matériau de béton non linéaire, le renforcement, et un modèle d'interface liaison à glissement entre le béton et les plaques CFRP.

[9] Ont concentrés principalement sur la modélisation du béton confiné FRP utilisant une surface de rupture pratique basée sur la résistance en compression du béton non confiné. Une grande analyse comparative a été réalisée pour les données de test existantes de 127 échantillons de béton cylindriques confinés avec des feuilles en fibre de carbone. La performance de cinq modèles analytiques existants pour la prédiction de la résistance à la compression du béton confiné FRP a été évaluée conduisant à la détection de l'approche proposée comme étant le plus précis grâce à cette étude comparative.

Les tabliers de pont renforcés par des feuilles en CFRP. Ces dernier sont collées à l'extérieur de l'ouvrage, c'est pourquoi le comportement thermomécanique est examiné en considérant deux conditions environnementales possibles menant aux différents états

thermiques comme le cas d'incendie au dessous d'un tablier de pont en raison d'un accident et la mise de bitume sur un tablier de pont à température élevée.

La recherche sur la performance des éléments en béton renforcé de PRF exposés au feu manque tout à fait et a besoin de plus d'investigation. Peu d'études ont été menées sur les performances des poutres en béton renforcé PRF soumis à une exposition incendie. Parmi eux, [10] Les essais effectués sur des poutres en béton extérieurement soumis à force exposition au feu normalisé ISO. [11] Testé, dans un programme de test d'incendie similaire, une série de 10 poutres en béton armé renforcés par CFRP protégées avec des panneaux de silicate de calcium. Dans cette étude expérimentale, les poutres ont été soumises à des charges de service maximales que calculé par l'Eurocode 2. Plusieurs paramètres d'isolation ont été étudiés, y compris l'épaisseur de la plaque, la longueur, l'emplacement, et un procédé de collage. La perte de lien entre le CFRP et le béton a eu lieu lorsque la température dans la bande de CFRP a atteint entre 66 et 81 C°. Une résistance au feu maximale de 38 min a été obtenue avec ce système d'isolation, ce qui est moins que les cotes de résistance au feu requis par les normes nord-américaines dans les applications de construction typiques. Le niveau de charge soutenue associée à la plus faible épaisseur de l'isolant par rapport aux expériences de [10] Contribué à la Blontrock perte plus rapide de l'action composite FRP dans les expériences [11].

Une étude expérimentale par [12] des performances de deux poutres en béton armé renforcé par CFRP isolés avec isolation VG en cas de feu. L'isolation du VG est une vermiculite /enduit de gypse résistant au feu à base de ciment léger qui peut être soit pulvérisé ou appliqué à la truelle (appliqué manuellement) sur les éléments de structure pour les protéger thermiquement contre le feu. [12] Appliqué par pulvérisation, l'isolant du VG à une épaisseur de 25 mm sur les trois côtés de l'âme de la poutre et étendue sous la dalle, d'une longueur de 125 mm le long de toute la longueur de la poutre. Les échantillons ont été exposés à la norme ASTM 119 [13] courbes d'incendie standard dans un four à chambre. De plus, une charge de service uniformément répartie de 34 kN / m est appliquée sur la surface supérieure de la bride pendant toute la durée de l'exposition au feu. Variation de la température, la flèche de l'élément, et la déformation dans l'armature d'acier ont été surveillés et enregistrés pendant l'essai. Les résultats de cette étude indiquent qu'un système correctement isolé peut maintenir les FRP et matériaux de renforcement en acier est inférieur à une valeur critique de température qui maintient son intégrité structurelle. Il a également été conclu qu'une couche d'isolation VG peut protéger la poutre pendant l'exposition au feu et

obtenir la résistance au feu de plus de 4 h. [12] Ont développé un modèle de transfert de chaleur 2D qui emploie une formulation explicite de différence finie pour prédire les températures à l'intérieur de la section en T de la poutre en béton renforcé par FRP à tout moment au cours de l'exposition au feu appliqué. Dans l'ensemble, le modèle fournit une estimation raisonnable des températures à des endroits différents et nécessite encore le raffinement.

Il est important de signaler que ces différents travaux cités ci-dessus, ont basé sur la réparation et le renforcement des structures en béton armé tel que les poutres et dalles de tabliers de ponts dégradés et fissurés sans prendre en considération la présence des fissures lors de leurs expériences et études. Pour cela notre travail consiste à prendre en compte tout les paramètres influant sur l'intégrité du système structurelle (poutre réparée), comme la pré-fissure et l'effet thermique.

Enfin, le travail que nous présentant dans cette thèse s'intéresse principalement au comportement thermomécanique à l'échelle du matériau (assemblage collé) et de la structure renforcée par des feuilles en CFRP et l'effet sur la durabilité du renfort au niveau de l'interface béton-CFRP. Il est à caractère théorique en développant des modèles analytique validés par des développements numériques, avec simulations sur un logiciel de calcul des structures.

Ce mémoire de thèse est composé de 6 chapitres et annexes.

Le premier chapitre, porte sur une synthèse bibliographique : Elle débute par la présentation de la problématique de dégradation des tabliers de ponts où nous présentons d'abord les différentes dégradations rencontrées. Puis nous définissons les effets de la dégradation par inspection et leurs cause (la fissuration, l'écaillage, la lixiviation). Ensuite nous exposants la technique de réparation par matériaux composite des tabliers de ponts. Pour terminer, nous précisons la problématique liée à la réparation par matériaux composite et leurs durabilités vis à vis les températures élevées qui se trouve être au cœur de cette thèse.

Dans le chapitre II, une suite de l'étude bibliographique en élargissant sur l'état de connaissance sur les matériaux composite et le mécanisme de renforcement de polymère renforcé par des fibres ainsi que le mécanismes de rupture des poutres renforcées par des plaques en CFRP et quelque travaux réalisés sur l'applications de ces matériaux dans les structures endommagées.

Dans le chapitre III, nous discutons la question de la durabilité des différents matériaux tels que les composites exposés à des températures élevées, en passant par le déroulement du feu ainsi que nous exposons l'évolution des propriétés du béton et les composites prf en fonction de la température.

Dans le chapitre IV, nous présentons un modèle analytique que nous avons développé, l'étude comporte deux parties, une première partie consiste à modéliser analytiquement un assemblage collé afin de déterminer la distribution des contraintes de cisaillement au niveau de la couche d'adhésif, la deuxième partie vise, d'une part, l'étude mécanique et la décomposition de la partie fissurée de la poutre réparée et, d'autre part, voir le comportement thermique de l'assemblage collé (béton/CFRP/isolant).

Le travail de modélisation numérique présenté au chapitre V a pour but de reproduire le comportement thermique et mécanique des dalles tablier renforcées par des plaques en CFRP afin d'apprécier des techniques proposées et d'étudier l'évolution des contraintes au niveau de l'interface béton-CFRP. L'objectif principal de ce chapitre est de présenter et identifier les données thermomécaniques nécessaires et acceptables des matériaux étudiés et de développer une procédure de simulation numérique afin d'étudier l'évolution des contraintes au niveau de l'interface béton/CFRP et de déterminer la température de rupture en fonction du niveau de contrainte appliquée.

Le dernier chapitre est relatif à la synthèse des résultats analytiques que nous avons analysés, discutés et validés par ceux numériques.

Enfin, une conclusion générale sera présentée. Elle résumera les principaux résultats obtenus lors de ce travail de mémoire et donnera différentes perspectives pour les études futures.

Chapitre I

Chapitre I : Dégradation et maintenance des ponts

I.1 Introduction

Les tabliers de ponts sont sujets à de nombreuses agressions qui affectent considérablement leurs durabilités. Dans ce chapitre, nous présentons d'abord les différentes dégradations rencontrées. Puis nous définissons les effets de la dégradation par inspection et leurs cause (la fissuration, l'écaillage, la lixiviation). Ensuite nous exposants la technique de réparation par matériaux composite des tabliers de ponts. Pour terminer, nous précisons la problématique liée à la réparation par matériaux composite et leurs durabilités vis-à-vis les températures élevées qui se trouvent être au cœur de cette thèse.

I.2 Dégradation des tabliers de ponts

Les ponts ne peuvent pas durer éternellement. Quelle que soit la forme de construction utilisée et quelles que soient les matériaux adoptées, tôt ou tard, les effets de la dégradation commencent à apparaître. Il y a beaucoup de facteurs contributifs qui influent sur la nature et le degré de dégradation [1] tels que la forme structurelle, matériaux de construction, la qualité et les erreurs de la construction, ancienne conception par rapport à la réalisation, environnement atmosphérique, affouillement, le feu, la fatigue, les tremblements de terre, les inondations, la corrosion des armatures [2], la météo et la nature et l'intensité de la charge de trafic imposée.

Les premiers ponts en bois construits jusqu'au 19^{ème} siècle inclusivement ont presque disparu, mais beaucoup ce qui restent de maçonnerie, fonte, fer forgé, acier, composite acier-et-béton, béton armé et béton précontraint. Le choix final pour un pont donné, était dans la plupart des cas, sur la base de l'économie, c'est-à-dire le coût le plus bas et très peu de réflexion sur les coûts de la durabilité été envisagée pour prendre en compte les dépenses découlant les besoins d'entretien.

Le salage hivernal des routes dans de nombreux pays du monde est devenu universel et commun, et les problèmes qui découlent des solutions de chlorure de sodium la lixiviation dans les tabliers et les piliers de pont en béton ont été pleinement appréciées dans les 20

dernières années. Les ponts en acier ont rouillé et ont subi une corrosion sévère aux mauvais joints, ce qui a permis à l'eau de pluie et à l'eau salée de s'accumuler. Cependant, malgré les ennemis connus, nous avons souvent considéré les ponts comme ouvrages d'arts permanents sans se rendre compte qu'ils sont soumis à une détérioration et ont besoin d'un type particulier de soins et d'attention. Maxwell [3] Admet que «Les problèmes de détérioration auxquels nous sommes maintenant confrontés sont l'échec de la gestion des ponts».

I.3 Inspection des tabliers en dalle de béton armé

L'objectif principal de l'inspection est de déterminer si une dégradation a eu lieu, et si oui, la cause et l'étendue des dommages (impact du véhicule, des dégâts de la rivière, l'eau, les tremblements de terre, la corrosion, les réactions des matériaux, etc.). L'inspection d'un tablier de pont est habituellement la plus haute priorité, c'est la partie du pont qui porte directement le trafic. Dans le cas des anciennes arches en maçonnerie ou en brique avec remplissage entre les allèges, la priorité est donnée au tonneau de la voûte car il est le principal élément porteur.

La plate-forme peut être subdivisé en segments (si elle est un tablier en béton ou de ses éléments de support de charge individuels) et en outre subdivisée en son matériaux constituant, si autre que le béton.

Les tabliers de ponts en béton doivent être inspectés pour les dégâts extrêmes tels que les cas suivants :

I.3.1 Fissuration

Les fissures du béton dues à des forces de traction, de retrait, des changements de température, et la flexion, ceux-ci se manifestent comme un motif régulier de fissures fines et ne signifient pas nécessairement un problème qui met la sécurité d'un pont en péril. L'emplacement, l'orientation et la taille des fissures peuvent indiquer là ou les causes probables: thermique, rétrécissement, gel et dégel, le chargement, la corrosion des armatures, et réactions de sulfate ou d'agrégat. En particulier, un motif horizontal ou vertical de base avec une certaine ramification qui entoure les particules des plus gros agrégats pourrait indiquer une attaque chimique sous la forme de sulpho-aluminate de calcium, ce qui revient à diverses formes d'hydrates d'aluminate de calcium et en présence de sulfates dans le sol convertit en ettringite [4], sulpho-aluminates de calcium expansif qui perturbent la

structure de la matrice de ciment et provoquent l'effondrement du béton. Si cela est suspecté, un examen pétrographique doit être effectuée pour établir sa présence ou non.



Figure I. 1. Règle de mesure de largeur de fissure (0,1 mm à 7 mm). Source : <https://www.saugnac-jauges.fr>.



Figure I. 2. Fissuration à la face inférieure d'une dalle en béton armé.

La fissuration caractéristique sur la surface du béton due à la réaction alcali-silice (ASR) ou la réaction agrégat-alcalin (AAR) peut être impossible à distinguer d'autres fissures et si suspecté puis d'autres tests peut être nécessaire si la réaction est suffisamment grave pour provoquer une macro-fissuration bien que rien ne semble affecter

significativement les performances structurelles [5]. La largeur de toute fissure inhabituelle au soffite non associée au fonctionnement normal du pont doit être mesurée à l'aide d'un instrument tel que celui illustré à la figure I.1, qui mesure des largeurs de fissure inférieures à 0,1 mm. Ceux-ci sont ensuite enregistrés sur un dessin approprié. Il appartient à l'ingénieur de pont pour interpréter les lectures et pour essayer de diagnostiquer la cause de déterminer si elle est une fissure superficielle due à des contraintes de température ou de retrait ou si elle est structurelle dans lequel ce cas, des mesures doivent être prises.

Les extrémités des fissures doivent également être enregistrées sur la structure elle-même avec une petite ligne perpendiculaire aux fissures et à la date. Des fissures réfractées dans le matériau de revêtement peuvent indiquer des problèmes sur le dessus du pont et il peut être nécessaire de supprimer certaines zones pour évaluer l'ampleur du problème. Des fissures sur les côtés peuvent indiquer une défaillance du cisaillement ou une perte de précontrainte. La figure I.2 montre des fissures typiques sur la face inférieure d'une dalle.

I.3.2 Écaillage

Sous la pression (par exemple, en raison de l'action du gel-dégel), des morceaux de béton peuvent se détacher de la plate-forme (tombé du pont) en laissant un cratère, qui définit la surface de rupture. La cause en est souvent due à la corrosion des armatures lorsque le volume des produits de corrosion est beaucoup plus important que l'acier vierge et que la pression qui en résulte provoque une fracture locale du béton (voir figure I.3). Ceci est enregistré en esquisant les zones touchées et, si une armature corrodée est visible, en mesurant le recouvrement (distance entre la surface extérieure du béton et la surface des barres d'armature).



Figure I. 3. Ecaillage du béton dû à la corrosion des armatures.

I.3.3 Corrosion des armatures

À ses débuts, cela peut être détecté par une décoloration de la surface et des taches de rouille, et plus tard par un éclatement. L'emplacement et l'étendue de toute décoloration sont enregistrés et un relevé par mètre de couverture est effectué (voir Figure I. 4).

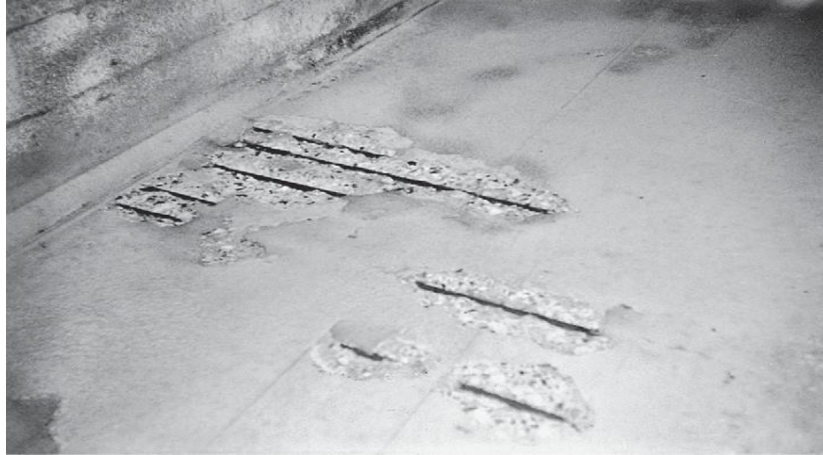


Figure I. 4. Coloration typique et écaillage en raison de l'acier corrodant.

I.3.1 Lixiviation

Ce phénomène est dû au passage de l'eau à travers le béton et à la dissolution de matériaux constitutifs tels que l'hydroxyde de calcium au niveau des fissures. Le résultat est très inesthétique, provoquant des taches, des efflorescences, des incrustations ou même des pires stalactites. Cela entraîne une perte d'alcalinité du béton, ce qui pourrait entraîner une corrosion des câbles de renforcement ou des câbles de précontrainte incorporés (voir Figure I. 5 et Figure I. 6).



Figure I. 5. Les effets de lixiviation sur la face inférieure d'un tablier en béton.



Figure I. 6. Les effets de lixiviation sur la face inférieure d'un pont jack-arc.

I.4 Réparation des structures en béton

Le béton lui-même est un matériau relativement inerte, mais il est susceptible de se détériorer s'il est en contact avec une structure en acier enrobée (barres de renforcement ou poutres en acier) ou avec des agrégats réactifs. Le béton peut se fissurer, s'écailler, se délaminer et se désagréger en fonction de l'agressivité de l'environnement, de la qualité du béton et de la proximité des armatures qui corrodent. Les réparations peuvent aller d'une simple injection de fissure au remplacement en gros (Figure I. 7).

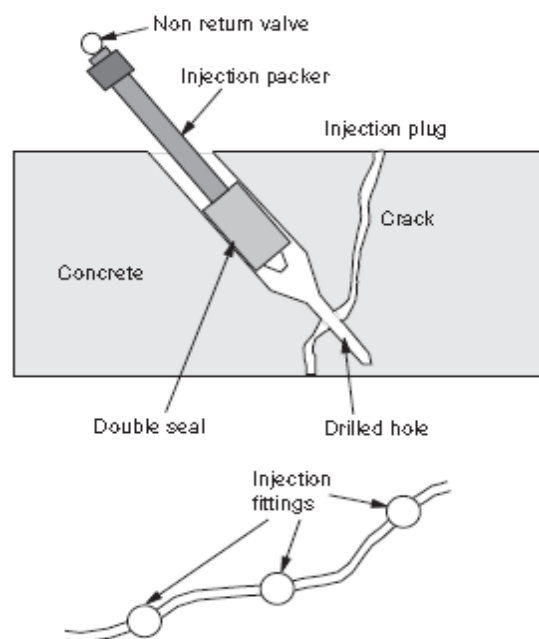


Figure I. 7. Système d'injection de fissure.

I.4.1 Préparation pour les réparations de patch

La préparation des zones de béton touchées (affectées) est nécessaire avant toute tentative de réparation. Il est également important que la température ambiante au moment de la réparation soit modérée et que les surfaces de béton ne soient ni trop chaudes ni trop froides. La première étape consiste à nettoyer la surface du béton en éliminant la saleté, les débris et autres matériaux nocifs. La zone est ensuite délimitée et le béton décomposé est éclaté en utilisant une (ou une combinaison) de trois méthodes, à savoir:

- Marteau et ciseau à main
- Marteaux pneumatiques
- Hydro-démolition

La dernière méthode consiste essentiellement en un système de projection d'eau à haute pression pour l'enlèvement sélectif du béton. De grandes surfaces de béton doivent être éliminées. Contrairement aux marteaux pneumatiques, il a tendance à être moins violent et les risques d'endommager le substrat du béton existant sont donc moins importants. Il fournit également une bonne surface pour la saisie du nouveau béton à l'ancien [6, 7]. L'enlèvement du béton se poursuit derrière l'acier d'armature corrodé et les bords de la zone éclatée doivent être coupés à l'équerre pour garantir le succès de la réparation. Une fois que le béton carbonaté a été complètement enlevé jusqu'à au moins 15 mm derrière les barres d'armature, les réparations peuvent commencer. Le renfort est ensuite nettoyé des produits de corrosion par sablage et apprêté avec un apprêt riche en zinc ou un mélange de poudre de ciment humide. La méthode de réparation utilisée dépendra de la taille de la zone touchée et de son emplacement. La réparation est ensuite effectuée à la main / à la truelle, par application d'un fluide ou par pulvérisation. Une opération typique de projection d'eau est illustrée à la figure I.8.

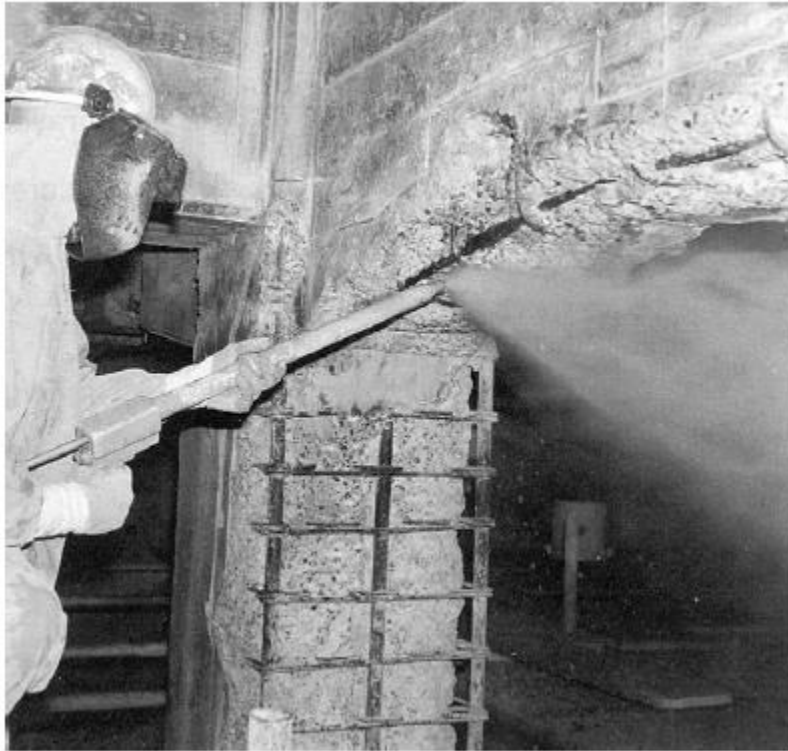


Figure I. 8.Jets d'eau sur le viaduc de Silverton (courtoisie Cons Main & Repair).

I.4.2 Application à la main

Ce type de réparation est particulièrement adapté aux petites surfaces d'environ 0,1 m³ et les matériaux de réparation sont disponibles pré-emballés. Les matériaux de réparation courants selon Mallet [8] sont:

- Matériau à base de ciment.
- Polyester et résines époxydes.
- Matériau à base de ciment modifié au polymère.
- Ciment / matériau modifié pouzzolanique.

Il existe de nombreuses marques exclusives de matériau sur le marché, avec des conseils sur ce qu'il faut utiliser dans des circonstances données. Les agents de liaison sont normalement spécifiés par les fournisseurs spécialisés de packs de réparation, et ceux-ci doivent être fidèlement appliqués avant le bétonnage; alternativement la surface du béton exposé (le substrat) doit être humidifiée pour empêcher l'aspiration de l'eau du béton appliqué qui peut empêcher une bonne hydratation du ciment et l'échec de la réparation. Lors de l'application des travaux de réparation, il est essentiel de veiller à ce que des vêtements de protection sont portés, y compris des gants, des lunettes de protection et des

masques anti-poussières. Ces précautions aideront à prévenir les brûlures, la dermatite, la cécité et les problèmes respiratoires.

I.4.2.1 Effets de chargement

Dans les endroits où les zones de béton réparées sont sous tension lorsqu'une charge est appliquée, il peut être nécessaire de charger temporairement le pont avec une charge équivalente, réparer, puis retirer la charge. Cela garantit que les zones réparées sont en compression lorsqu'elles sont en service. Alternativement, Alternativement, si les contraintes de traction induites sous charge sont faibles, il suffit alors d'ajouter un agent d'expansion au mélange du béton. Si aucune précharge n'est appliquée, alors le nouveau béton, contrairement au béton initial, est souligné uniquement sous l'action d'effets de charge vive.

I.4.3 Application de fluide

Dans les grandes zones où il n'est pas possible d'appliquer un mélange de mortier rigide, un béton versable ou «fluide» est utilisé. Par exemple, lorsqu'il existe un renforcement encombré, lorsque la forme de la section n'est pas compatible avec les techniques appliquées à la main ou lorsque l'accès est difficile.

La préparation est effectuée comme décrit précédemment, le coffrage est mis en place et le béton coulé. Un arrangement typique d'une boîte aux lettres est montré dans la figure I.9 où le béton peut être (a) coulé dans le vide ou (b) pompé sous la pression d'en bas. Un micro-béton fluide à base de ciment est normalement utilisé qui est auto-compactant (de sorte qu'aucune vibration n'est nécessaire), un retrait compensé, doté d'une résistance élevée, d'une résistance élevée aux chlorures/dioxyde de carbone et a une faible alcalinité pour minimiser le risque de réaction alcali-silice ou ASR. Comme le dit M. J. Ryall [9] (ceci est obtenu au Royaume-Uni en se conformant aux rigoureuses exigences du département de spécification des Transports pour les travaux d'autoroute, Article 1704.6: Contrôle de la réaction alcali-silice). Une fois le béton pris, le coffrage est enlevé et le petit volume restant au-dessus du niveau final du béton fluide peut être ensuite rempli à la main. Lorsque le béton décomposé sur les côtés, le soffite et le dessus des poutres renforcées, ou complètement autour d'une colonne de pilier a été coupé, le béton fluide peut être coulé par le haut, comme indiqué à la figure I.9.

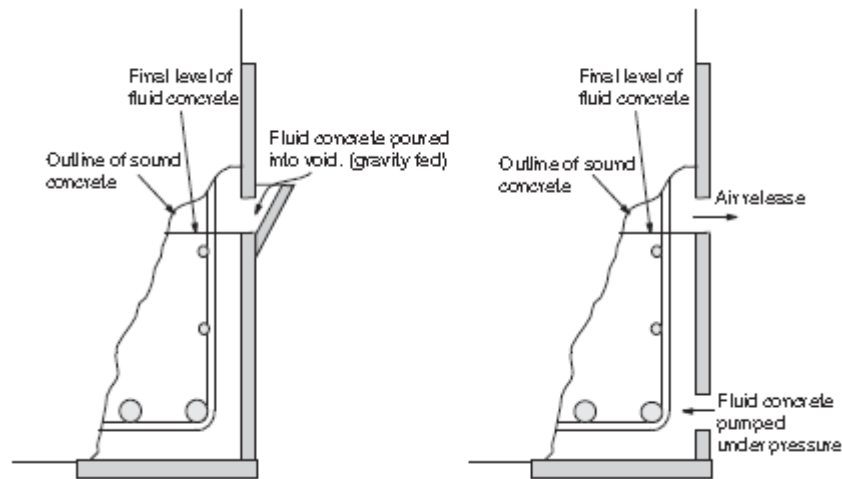


Figure I. 9. Boîte aux lettres traditionnelle pour l'application de béton fluide sur un élément de poutre.

I.4.4 Application par pulvérisation

L'idée de pulvériser un mélange de ciment à grande vitesse à partir d'une buse sur une surface de béton préparée où le béton «infecté» a été éliminé est souvent appelée «gunité». Le béton est fabriqué avec une petite taille d'agrégat - 10 mm ou moins - et s'est révélé utile pour la réparation de grandes surfaces relativement peu profondes (50 à 125 mm de profondeur) où l'armature n'est pas encombrée. Il peut être appliqué en pulvérisation sèche ou humide. Il se compose de poudre de mortier forcée par l'utilisation d'air comprimé pour une buse de distribution où il est mélangé avec de l'eau et appliqué. La dernière méthode consiste en un mortier prémélangé pompé directement dans la buse de refoulement et forcé à l'air comprimé. Les taux d'application sont beaucoup plus élevés que les techniques appliquées à la main, et plusieurs fournisseurs prétendent avoir une meilleure force de liaison, un compactage et une perméabilité inférieure, probablement à cause de l'effet de l'application sous pression.

I.5 Renforcement des tabliers de ponts

Le renforcement des membres faibles d'une structure existante de manière à rétablir leur résistance ultime en flexion, en cisaillement ou en traction et compression directes. Dans certains cas, cela peut signifier le retrait d'éléments structurels majeurs et l'ajout de nouveaux éléments (arrangement structurel identique ou différent).

Un pont peut être renforcé pour permettre le passage d'un seul véhicule exceptionnellement lourd, pour permettre un trafic de plus en plus dense, pour contrer les dommages causés par les véhicules ou pour remédier aux défauts de conception ou de

construction. Le renforcement a généralement moins d'impact, tant sur le plan environnemental qu'économique, et doit être préféré à la démolition et à la reconstruction. Les moyens de renforcement choisis doivent assurer une perturbation minimale du trafic et des piétons, être rentables, robustes et fiables et ne doivent pas altérer l'aspect visuel du pont dans la mesure du possible.

Les options de renforcement varient d'un pont à l'autre, en fonction des problèmes à résoudre, et une attention particulière est nécessaire au stade de l'évaluation.

I.5.1 Collage des plaques d'acier

Cette technique est utilisée le plus souvent sur les ponts en béton où la fissuration peut indiquer une insuffisance de la quantité de renforcement nécessaire pour effectuer le trafic. L'application de plaques d'acier collées peut augmenter la flexion, la résistance et la capacité de chargement, améliorent la rigidité, ce qui réduit la déviation et la fissuration, et améliorer la capacité de cisaillement. Le processus n'est pas conçu pour supporter une charge permanente mais uniquement une charge d'exploitation due au trafic.

I.5.1.1 Principe

Shaw [10] définit le collage des tôles d'acier comme «une méthode de renforcement obtenue en liant des renforts supplémentaires aux faces externes d'une structure ». L'armature se présente normalement sous la forme de tôles d'acier fixées à la structure au moyen d'un composite de résine époxy. La méthode dépend de la capacité de l'époxy à transmettre les efforts entre la structure et les plaques au moyen d'une contrainte de cisaillement. Les boulons sont souvent utilisés conjointement avec l'adhésif pour fournir un ancrage mécanique aux extrémités des plaques afin d'empêcher un décollement prématuré dû au pelage, et également pour aider à soutenir les plaques pendant le durcissement de l'adhésif. Les plaques peuvent être placées dans des zones où la capacité de flexion, de cisaillement ou de compression doit être augmentée. Une application typique est illustrée schématiquement à la figure I.10.

I.5.1.2 Conception

En pliant, la plaque agit comme une couche supplémentaire de renforcement de flexion en traction. Les forces de traction doivent être transférées du béton à la plaque d'acier. L'adhésif a pour fonction de transférer les forces de traction au moyen d'un cisaillement entre la plaque d'acier et la surface du béton et de produire une liaison continue afin de réaliser l'action de composite.

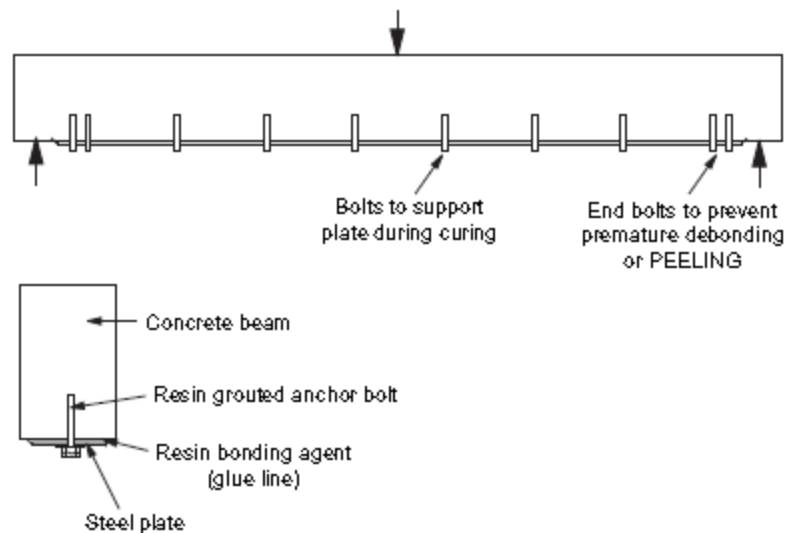


Figure I. 10. Application typique de collage de plaque.

I.5.1.2.1 Pelage

Mays [11] a réalisé une analyse par éléments finis d'une poutre en béton armé simplement appuyée, renforcée avec une plaque d'acier du côté de la tension et soumise à un chargement à quatre points représentant la charge de travail, il a obtenu un tracé de la distribution de la contrainte de cisaillement dans l'adhésif. Il y avait une augmentation très nette de la contrainte de cisaillement à l'extrémité de la plaque sur une longueur approximativement égale à la largeur de la plaque. La contrainte de cisaillement maximale à l'extrémité de la plaque était environ quatre fois la contrainte longitudinale moyenne calculée à l'aide de la théorie de poutre simple. C'était aussi confirmé par Oehlers et Moran [12]. Les contraintes normales ont également culminé dans cette zone à une valeur d'environ 3,5 fois la moyenne. Les détails de la configuration du test et des résultats sont présentés à la figure I.11. Ces résultats suggèrent que la plaque a tendance à se décoller du béton de la manière indiquée à la figure I.12 et, pour éviter cela, la plaque devrait être boulonnée sur une zone d'ancrage effective à l'extrémité de la plaque d'au moins 1,5 fois la largeur de la plaque plus un montant nominal pour permettre la réduction. Les boulons sont normalement conçus pour résister à la contrainte de cisaillement longitudinale à l'état limite ultime

multiplié par un facteur de charge (généralement 3). Raouf et Zhang [13] ont examiné de très près le mécanisme de pelage des plaques et ont proposé un moyen de prédire ces endommagements. Ce type de défaillance n'est pas différent de celui d'une poutre en béton armé classique sans placage, qui finit sans se plier et présente une rupture de liaison près des appuis, voir la figure I.12 (b).

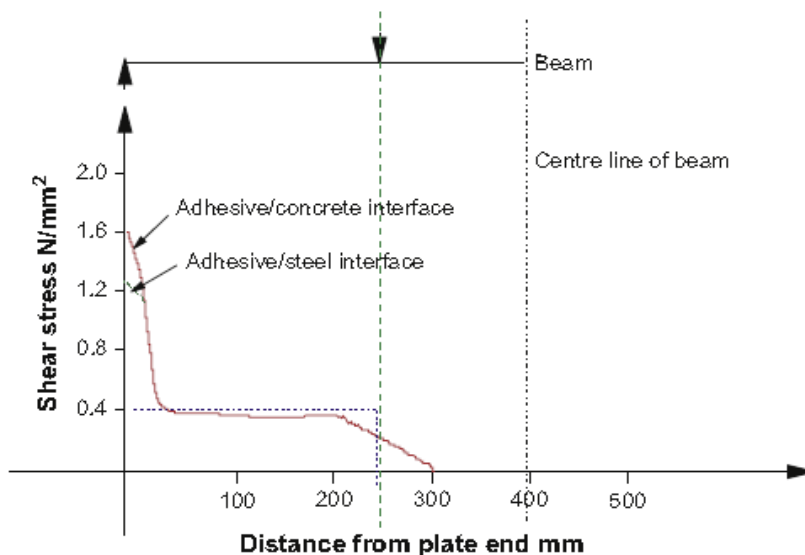


Figure I. 11. Distribution des contraintes de cisaillement dans une poutre renforcée par plaque en acier [11].

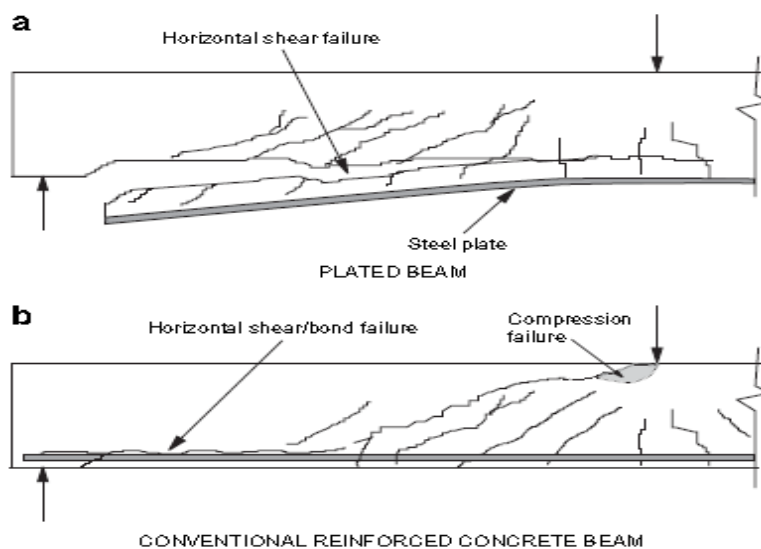


Figure I. 12. Rupture de pelage typique pour (a) une poutre renforcée, comparé à (b) la rupture en flexion d'une poutre conventionnel en BA.

I.5.1.2.2 Force et rigidité

Les plaques d'acier sont normalement ajoutées pour améliorer la capacité de charge d'exploitation et la rigidité. Les étapes de la conception sont les suivantes:

- Déterminer la profondeur à l'axe neutre et le moment d'inertie de la section existante à long terme.
- Calculez les contraintes dues à la charge permanente dans l'acier et le béton.
- déterminer la profondeur à l'axe neutre et le moment d'inertie de la section renforcée à court terme.
- Calculez les contraintes dues à la charge d'exploitation dans l'acier et le béton.
- Ajoutez les contraintes des étapes 2 et 4 et comparez-les aux valeurs de service admissibles.
- Vérifiez la capacité de la section renforcée à l'état limite ultime et comparez-la à la valeur de conception.
- Concevoir des boulons d'ancrage pour résister à trois fois la contrainte de cisaillement ultime dans les plaques.

Les calculs des déformations sont également nécessaires pour améliorer suffisamment la rigidité afin de limiter la fissuration sous charge d'exploitation.

I.5.1.3 Application aux dalle et poutre des ponts en béton

De nombreux ponts ont ainsi été renforcés depuis le milieu des années 1970 [14], et jusqu'à présent aucun échec n'a été enregistré. Au Royaume-Uni, le laboratoire de recherche de transport surveille de près l'échange de Quinton renforcé par cette technique en 1975 et la seule dégradation enregistrée est un décollement limité dû à la corrosion de l'acier et non à la dégradation du matériau de collage [14, 15]. Les trois étapes clés de la procédure sont les suivantes:

- Préparation de surface.
- Application de l'adhésif.
- Mise en place des plaques d'acier.

I.5.1.3.1 Préparation de la surface

Les surfaces de béton doivent être soigneusement nettoyés par sablage pour enlever des excroissances organiques, la laitance du ciment, revêtements de surface, l'huile, la saleté, la graisse, etc. et pour produire une rugosité pour l'adhésif. Les fissures ou les zones de faiblesse du béton sont ensuite réparées.

Enfin, le profil de la surface est vérifié, les creux sont remplis d'adhésif et les projections broyées à l'aide d'un bloc de carborundum, ou éliminées par grattage ou à l'aide d'un pistolet à aiguille. Les surfaces sont ensuite nettoyées sous vide et les lignes centrales des positions de la plaque sont marquées sur le béton. Il est essentiel que les positions des boulons ne coïncident pas avec le renforcement existant / tendon de précontrainte. Pour ce faire, une enquête de mesure est effectuée et les positions des boulons dans les plaques sont conçues en conséquence.

I.5.1.3.2 Application d'adhésif

La méthode d'application habituelle consiste à «beurrer» l'adhésif sur les surfaces respectives à l'aide d'une plaque rigide. L'adhésif est un composé à base d'époxy en deux parties, une base et un durcisseur. Cela permet de garantir un contrôle de la qualité sur site du mélange afin de produire une consistance uniforme et une couleur gris moyen. Les revêtements de l'adhésif sont appliqués à la fois sur les surfaces de l'acier et le béton simultanément (généralement 1mm à l'acier et 2mm au béton). Une truelle de forme spéciale peut être utilisée pour que la colle soit plus épaisse au centre de la plaque que le bord. L'épaisseur finie de l'adhésif peut être assuré en plaçant 2 entretoises individuelles en plastique vers le bas la longueur de la plaque.

I.5.1.3.3 Pose des plaques d'acier

La mise en place des plaques d'acier doit être achevée dans les limites de la durée de vie de l'adhésif en pot généralement 40 minutes. S'il y a beaucoup d'espace de travail et que les plaques sont relativement légères et courtes, elles peuvent être levées manuellement et sécurisées. Pour faciliter la manipulation, les plaques sont normalement limitées à 6 mm d'épaisseur et 6 à 8 m de long. La totalité de la longueur continue du placage est ensuite réalisée soit par épissure, soit en utilisant un système de chevauchement décalé, comme illustré à la figure I.13. Très souvent, cependant, les plaques peuvent être à la fois longues et lourdes, et un système de levage et de support doit être conçu pour faciliter le placement. Pour les soffites ou les plaques latérales, le système de support peut souvent prendre la forme d'une plate-forme de travail qui peut être suspendue au pont ou supportée par le dessous. Sa forme précise dépend de la nature du site.

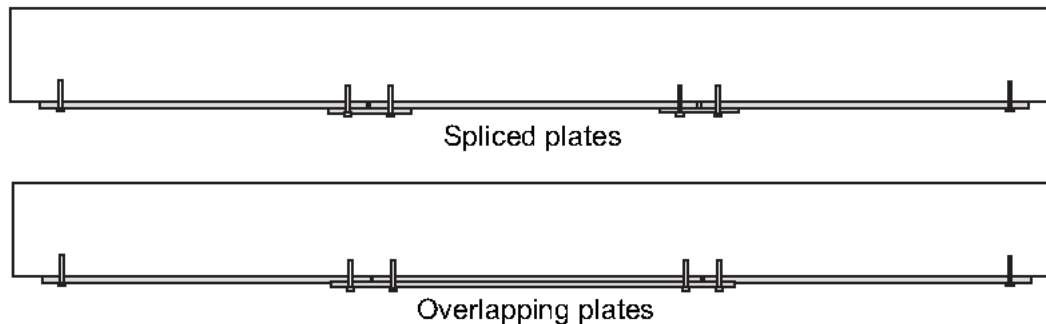


Figure I. 13. Moyens d'assurer la continuité dans les plaques (seuls les boulons d'ancrage sont illustrés).

I.5.1.4 Les inconvénients du renforcement par collage des plaques d'acier

Les plaques d'acier sont à la fois lourdes et encombrantes et posent des problèmes dans le transport, la livraison et la manutention sur place. Il y a aussi la nécessité d'une plateforme de travail et un système de soutien coûteux. Il existe des problèmes potentiels de corrosion des plaques et il est nécessaire de prévoir un système de boulonnage auxiliaire coûteux, à la fois pour éviter une défaillance de l'ancrage d'extrémité et pour supporter le poids propre des plaques pendant le processus de durcissement. Le développement des matériaux en polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP) relativement légers a commencé au milieu des années 1980 en Suisse et a ensuite été utilisé pour renforcer les structures de ponts en béton à partir de 1991 [16, 17], Ce qui a permis de résoudre ces problèmes.

I.5.2 Renforcement par collage des plaques de composite

I.5.2.1 Polymères renforcés par fibre de carbone (CFRP)

Les matériaux en CFRP se composent de fibres de carbone solides et rigides (environ 7 mm de diamètre) incorporées dans une matrice de résine époxy. Ils possèdent des rapports de résistance à la traction élevés et une résistance à la corrosion qui permettent de réduire les coûts de maintenance. Ils peuvent être fabriqués en grandes longueurs par le procédé de pultrusion [18] pour former des stratifiés (ou bandes) avec une structure unidirectionnelle allant de 50 mm à 150 mm de large et de 1,2 mm ou 1,4 mm d'épaisseur. avec un contenu volumétrique en fibres supérieur à 65%. Ils sont de couleur noire et sont environ dix fois plus résistants que l'acier doux et un cinquième du poids.

I.5.2.2 Conception

La procédure de conception pour le redressement de poutres en béton armé ou précontraint utilisant des stratifiés en CFRP est la même que pour les tôles d'acier. Walser et Steiner [19] ont noté que, selon la pratique générale, les éléments structuraux devraient être renforcés avec un facteur de sécurité résiduel de 1,0. Après l'échec d'un renforcement supplémentaire. Cela peut signifier comme dans le cas du pont Oberriet-Meiningen [19] qu'une couche de béton devrait être ajoutée à la partie supérieure de la plate-forme, en plus du renforcement ajouté à la partie inférieure du pont. Cela a l'avantage d'augmenter de manière significative la rigidité ainsi que la force de la section. Le pont est réalisé en composite à deux poutres traverse le Rhin (rivière) continue sur trois longueurs de 35 m, 45 m et 35 m. Les poutres en acier sont espacées de 5 m et les ponts en porte-à-faux de chaque côté des poutres de 2,3 m. La dalle de béton entre les poutres longitudinales a été renforcée transversalement par l'utilisation de bandes de 1,2 mm x 80 mm des bandes dans le centre des 750 mm, et 80 mm de béton a été ajouté à la partie supérieure sur toute la largeur de la dalle. [19] La figure I.14 montre une section typique ainsi que les valeurs du moment de flexion ultime au centre de la dalle.

Dans tous les cas, la conception doit être telle que la défaillance de l'acier à la traction et la bande se produit avant la rupture du béton à la compression ou le décollement prématuré.

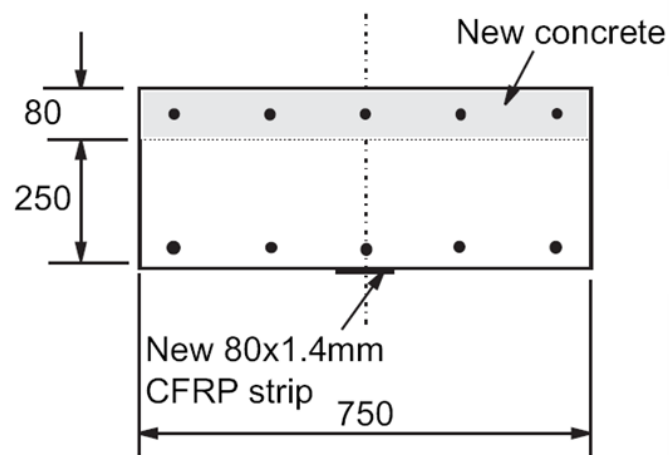


Figure I. 14.Section typique d'un tablier de pont renforcé par CFRP.

I.6 Problématique lié à la durabilité des composites exposés à des températures élevée

D'après la synthèse de différents travaux de recherche dans la littératures tel que [20], [21], [22], [23], [24], la véritable problématique des réparations en matériaux composite ne réside pas dans la capacité de mettre en œuvre un matériau de réparation dont les propriétés intrinsèques, tant mécaniques que de durabilité, soient appropriées. Le problème est lié à l'exposition du tablier de pont à des températures élevées par plusieurs cause qui conduit à la dégradation des propriétés mécaniques du matériau composite de structure par réduction de la résistance et la rigidité du renfort et le ramollissement de la résine implique une réduction drastique de ses propriétés d'adhérence. Par conséquent l'efficacité de la liaison entre CFRP et le béton, est significativement affectée par la température.

I.7 Conclusion

Les travaux d'entretien des ponts nécessite de comprendre le processus d'inspection et d'évaluation pour comprendre le contexte des rapports sur l'état des ponts. Les actions de maintenance nécessitent une connaissance des taux de détérioration des composants du pont. Ces taux sont fonction des matériaux utilisés, du type de construction, des conditions environnementales et des caractéristiques d'utilisation. Dans ce chapitre, nous sommes initiés aux différentes dégradations des éléments du pont. Les modes de détérioration typiques de ces éléments sont discutés. Le processus d'inspection des ponts est examiné afin de décrire les informations généralement disponibles au technicien de maintenance et celles pouvant être obtenues. Les procédures de réparation pour diverses activités de maintenance importantes sont présentées, Le renforcement par les plaques en matériaux composites (CFRP) est la méthode de réparation la plus intéressante d'un point de vue technique. En effet, cette méthode de réparation évite la reconstruction partielle du tablier. Néanmoins nous avons vue le problème lié à la durabilité de ces matériaux composites envers l'augmentation de température.

Chapitre II

Chapitre II : Généralités sur les matériaux composite

II.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une présentation rapide des principales propriétés des matériaux constitutifs des composites (fibre et matrice) en se focalisant sur les fibres de carbone et la détermination du module de Young, puis d'effectuer une revue des mécanismes de rupture des matériaux composites ainsi que les poutres renforcées, afin de pouvoir comprendre le comportement. Présenter brièvement les contributions importantes des différents chercheurs, tant expérimentales que théoriques, afin d'aider à la compréhension du comportement mécanique des matériaux composites et leurs applications (renforcement et/ou réparation) dans les structures en béton armé. Pour cela une exposition de quelques travaux effectués par des chercheurs sur le renforcement et réparation des tabliers de ponts par des CFRP et des méthodes de calcul sur la distribution de contraintes au niveau de l'interface béton/PRFC.

II.2 Matériaux composites

Dans un sens large, le mot "composite" signifie "constitué de deux ou plusieurs parties différentes". En fait, l'appellation matériau composite ou composite est utilisée dans un sens beaucoup plus restrictif. [1] Nous en donnons pour l'instant la définition générale suivante. Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux matériaux de natures différentes, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément.

Les matériaux composites (**polymères renforcés de fibres - PRF**) sont composés de fibres noyées dans une matrice. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels sont les plus courants. Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5 μm et 25 μm . La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type « élastique fragile ». Il y a principalement trois types de fibres: les fibres d'aramide, les fibres de verre et les fibres de carbone. Nous nous intéressons ici aux matériaux composites à base de fibres de carbone. Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs : le type de fibres, la fraction volumique de fibres et le type de matrice.

II.2.1 Matrices

Un polymère est un matériau organique composé de molécules constituées de plusieurs répétitions de la même unité simple appelé monomère.

La matrice (polymère) est nécessaire pour remplir les fonctions suivantes:

- à mouiller la fibre et durcir de manière satisfaisante dans le procédé de fabrication
- à lier ensemble les fibres et pour protéger leurs surfaces contre l'abrasion et à la corrosion environnementale
- pour disperser les fibres et les séparer afin d'éviter toute propagation catastrophique de fissures
- pour transférer des contraintes sur les fibres de manière efficace par adhérence et / ou de friction, et en outre, pour réduire les risques d'échec dans la matrice, l'adhérence sur les fibres doit être associée à la résistance au cisaillement de la matrice suffisamment de ce qui est, en général, proportionnelle à la force traction
- être chimiquement compatible avec les fibres plus longues périodes de temps
- être thermiquement compatible avec les fibres
- avoir une résistance au feu approprié et limiter la propagation de la fumée
- pour fournir la couleur de la finition et la finition de surface pour les connexions.

Il existe plusieurs matrices polymères qui peuvent être utilisés dans les matériaux composites avancés, mais dans la construction que d'un nombre relativement faible sont effectivement utilisés. Cependant, au sein de la famille des Composées, il existe deux types principaux qui déterminent les méthodes de fabrication et les propriétés du composite; ce sont des polymères thermoplastiques et thermodurcissables. Par exemple, le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique. Les deux types sont composés de longue chaîne moléculaire le fait en connectant plusieurs plus petites molécules.

L'utilisation des matrices dans les composites permet de transférer des efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants, aux forces transversales et aux forces de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolants de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température: température de transition vitreuse. Nous nous limitons au cas des matrices époxy.

Les époxy sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion, en compression. Seule, la résistance aux chocs est un point faible. Les caractéristiques mécaniques typiques de l'époxy

sont données dans le tableau I.1. De plus, les polymères époxy ont une excellente tenue à la fatigue.

Tableau II. 1: Caractéristiques mécaniques des résines époxydes.

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1.5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au choc (MPa)	7 à 10 KJ/m ²

II.2.2 Les fibres

Les principales formes de fibres finies sont les suivantes:

Les trois principales fibres utilisées dans l'industrie de la construction sont le verre, les fibres de carbone et d'aramide. Le plus approprié de ces fibres pour une application structurale particulière dépend principalement de la force nécessaire, la rigidité, résistance à la corrosion.

II.2.2.1 Fibre de carbone

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation [2].

Pour la fabrication de fibres de carbone, Il y a trois précurseurs actuellement utilisés.

- précurseurs Rayon: utilisées pour la fabriquer des fibres de carbone, cependant, seulement environ 25% de la masse de fibres d'origine reste après carbonisation.
- des précurseurs de poly acrylonitrile (PAN): disponibles dans le commerce et environ 50% de la masse de fibres d'origine reste après carbonisation
- précurseurs Pas: ceux-ci sont basés sur le pétrole, l'asphalte, le goudron de houille et de PVC, et sont relativement peu coûteux et élevé dans le rendement en carbone.

Les fibres de carbone sont disponibles en tant que « câbles », essentiellement un faisceau de filaments de carbone sans torsion. Par exemple, un câble 12K à 12.000 filaments et est habituellement dans une variété de catégories de module:

- standard ou bas de 250 à 300 GPa
- intermédiaire 250-350 GPa
- haute 350-550 GPa
- Ultra haute 550-1000 GPa.

En plus de la fabrication de précurseur cité ci-dessus, La production des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate dont le processus est décrit succinctement ci-dessous avec un schéma dans la figure II.1:

- Etirage (orientation)
- Oxydation (300°C) dans l'air sous tension
- Carbonisation à 1500°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haute résistance, ou graphitisation à 2600°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haut module

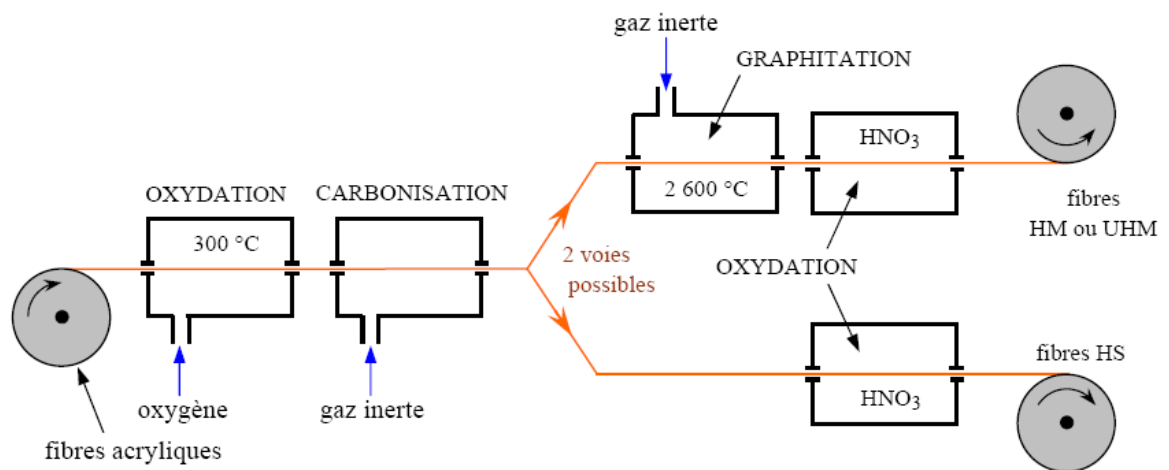


Figure II. 1.Élaboration des fibres de carbone.

Les Caractéristiques des fibres de carbone sont les suivantes:

Les fibres issues de la carbonisation:

Pureté : 97 à 98 % de carbone

Masse volumique : 1800 kg/m³

Résistance en traction : 3000 à 5000 MPa

Module en traction : environ 250 GPa

Les fibres issues de la graphitisation:

Pureté : 99 % de carbone

Masse volumique : 2100 à 2200 kg/m³

Résistance en traction : 2500 à 3000 MPa

Module en traction : environ 500 GPa

Les importantes propriétés mécaniques typiques sont données dans le tableau II.2.

Tableau II. 2: Les propriétés typiques des fibres de verre, carbone et aramide [3].

Matériau	Fibre	Module d'élasticité (GPa)	Déformation ultime (%)
Verre	E	72,4	3.5
	A	72,4	3.5
	S-2	88,0	5.7
Aramid	49	125	2.4
	29	83	4.0
Fibre de carbone	IM ^a	300	1,73
Fibres à base Pan	HM ^b	400	0,88
Hysol Grafil Apollo	HS ^c	260	2.00
BASF Celion	G40-700	300	1,66
	gy 80	572	1,66
Torayca	T300	234	1,51
fibres à base brai	P120	827	0,27
Union carbide	P100	724	0,3 1
	P75-S	520	0,40
	P55-S	380	0,50
	P25-W	160	0,90
Acier doux		210	25,0

a : module intermédiaire

b : haut module

c : haute déformation

II.2.3 Détermination du module de Young d'un matériau composite

II.2.3.1 Module d'Young longitudinal

Le module d'Young longitudinal est déterminé dans un essai de traction longitudinale (figure II.2). L'hypothèse simplificatrice est de supposer une déformation uniforme et identique dans la fibre et dans la matrice. Si Δl est l'allongement de la cellule (identique à celui de la fibre et de la matrice), la déformation longitudinale imposée à la cellule est :

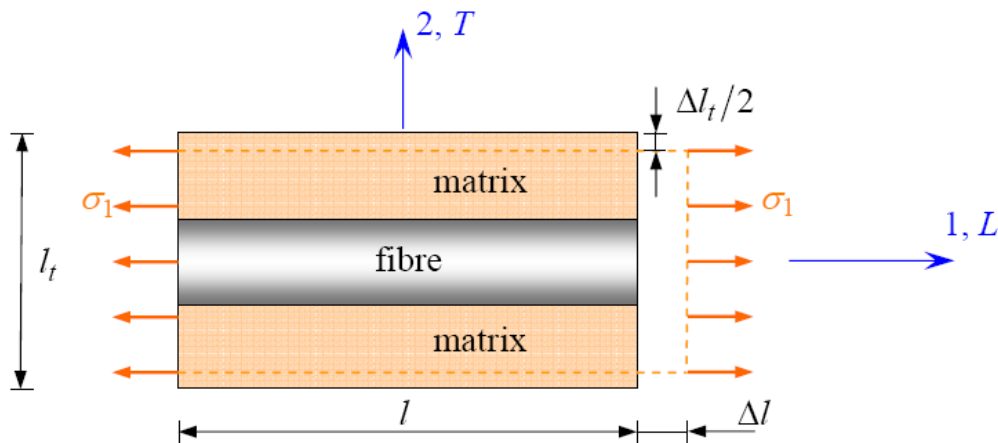


Figure II. 2. Schéma simplifié d'une traction longitudinale.

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{II.1})$$

Où l est la longueur de cellule considérée. L'identité des déformations dans la fibre et dans la matrice impose :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_m = \varepsilon_1 \quad (\text{II.2})$$

Si la fibre et la matrice ont un comportement élastique, les contraintes dans la fibre et la matrice sont exprimées par :

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_1 \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_m = E_m \varepsilon_1 \quad (\text{II.4})$$

La charge totale appliquée est :

$$F_1 = \sigma_f S_f + \sigma_m S_m \quad (\text{II.5})$$

Où S_f et S_m sont respectivement les aires des sections droites de la fibre et de la matrice. Si S est l'aire de la section droite de la cellule moyenne, la contrainte moyenne $\sigma_1 = F_1/S$ s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_f V_f + \sigma_m (1 - V_f) \quad (\text{II.6})$$

Cette contrainte moyenne est liée à la déformation de la cellule par le module d'Young longitudinal :

$$\sigma_1 = E_L \varepsilon_1 \quad (\text{II.7})$$

La combinaison des relations précédentes conduit à l'expression du module d'Young longitudinal :

$$E_L = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \quad (\text{II.8})$$

Cette expression est connue sous le nom de loi des mélanges pour le module d'Young dans la direction des fibres. Cette loi des mélanges est schématisée sur la figure II.3.

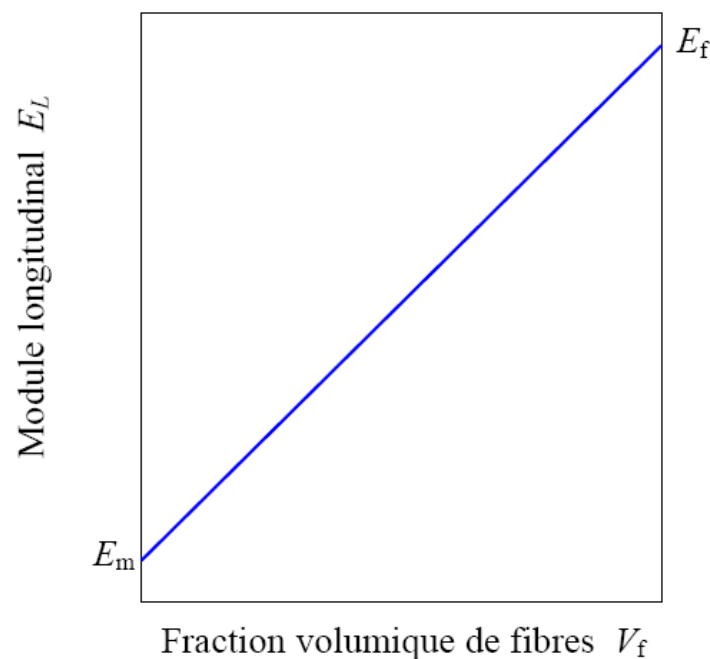


Figure II. 3.Loi des mélanges pour le module d'Young longitudinal.

La variation du module est linéaire entre les valeurs E_m module de la matrice et E_f module des fibres, lorsque la fraction volumique V_f de fibres varie de 0 à 1.

II.2.3.2 Module d'Young transversal

Le module d'Young transverse est déterminé dans un essai de traction transverse où le composite est chargé suivant la direction normale aux fibres. Une expression simplifiée de ce module peut être obtenue dans un schéma simpliste à deux dimensions. Dans un tel schéma, une tranche de matériau composite, d'épaisseur donnée, est considérée comme étant constituée (figure II.4) de couches successives, possédant alternativement les propriétés des fibres et de la matrice. La hauteur des couches doit simplement vérifier :

$$V_f = \frac{h_f}{h_f + h_m} \quad \text{et} \quad 1 - V_f = \frac{h_m}{h_f + h_m} \quad (\text{II.9})$$

La charge F_2 imposée suivant la direction transverse est transmise intégralement dans la fibre et dans la matrice, imposant des contraintes égales :

$$\sigma_m = \sigma_f = \sigma_2 \quad (\text{II.10})$$

Il en résulte que les déformations respectives de la fibre et de la matrice dans la direction transverse s'écrivent :

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma_2}{E_f}, \quad \varepsilon_m = \frac{\sigma_2}{E_m} \quad (\text{II.11})$$

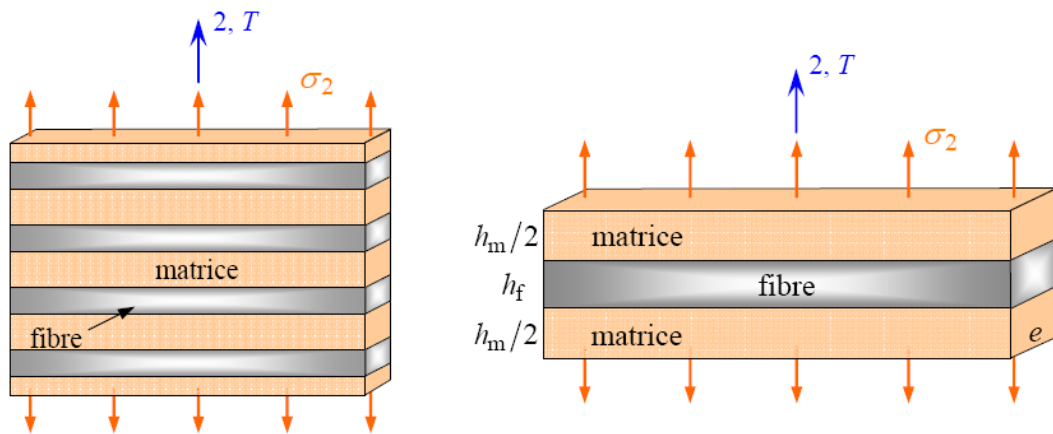


Figure II. 4. Schématisation par couches d'un composite unidirectionnel.

L'allongement transverse d'une cellule élémentaire résulte des allongements cumulés dans la fibre et la matrice. Soit :

$$\Delta l_2 = \varepsilon_f h_f + \varepsilon_m h_m \quad (\text{II.12})$$

et la déformation transverse s'écrit :

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta l_2}{h_f + h_m} = \varepsilon_f \frac{h_f}{h_f + h_m} + \varepsilon_m \frac{h_m}{h_f + h_m} \quad (\text{II.13})$$

II.2.4 Mécanismes de rupture dans les matériaux composites

Par mécanisme de rupture, il faut comprendre tout processus mécanique produisant au sein d'un matériau une "discontinuité" locale de matière appelée fissure. [1] La rupture finale d'un composite unidirectionnel est le résultat de l'accumulation de divers mécanismes élémentaires :

- la rupture des fibres,
- la rupture transverse de la matrice,
- la rupture longitudinale de la matrice,

— la rupture de l'interface fibre-matrice.

Généralement, un mécanisme n'est pas isolé, mais divers mécanismes coexistent. Ces mécanismes se développent suivant la nature des matériaux et les conditions de sollicitations mécaniques imposées.

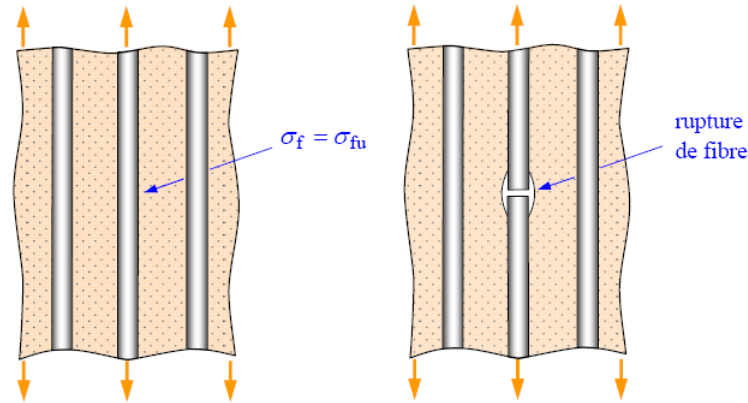


Figure II. 5. Rupture de fibre.

Dans un matériau composite unidirectionnel soumis à des sollicitations mécaniques, la rupture des fibres intervient lorsque la contrainte de traction σ_f dans une fibre atteint la contrainte à la rupture σ_{fu} de la fibre (figure II.5). La rupture de la fibre produit une concentration de contraintes au voisinage de la rupture. La redistribution de ces contraintes, et par conséquent le processus de rupture résultant, dépend principalement : de la contrainte à la rupture des fibres, de la capacité de la matrice à absorber l'énergie libérée, des propriétés de l'interface fibre-matrice, etc.

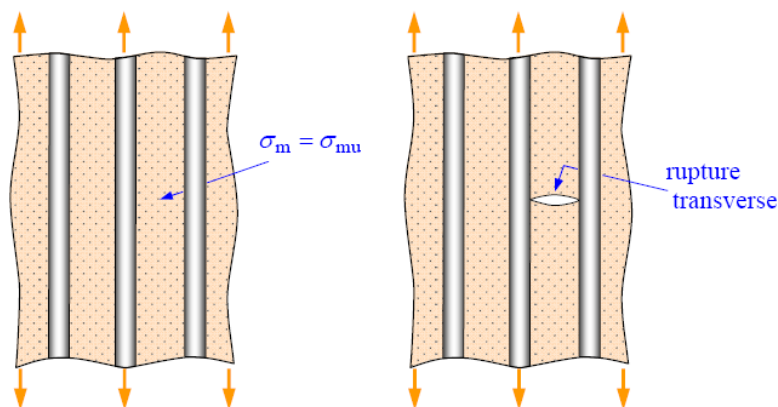


Figure II. 6. Rupture transverse de la matrice.

La fissuration de la matrice peut se produire, soit par fissuration transverse (figure II.6) lorsque la contrainte en traction σ_m dans la matrice atteint la contrainte à la rupture σ_{mu} de la matrice, soit par fissuration longitudinale (figure II.7) lorsque la contrainte de cisaillement σ_m dans la matrice atteint la contrainte en cisaillement à la rupture σ_{mu} , généralement au voisinage d'une fibre. Ce dernier mode de rupture, appelé “splitting” par les anglo-saxons, se

produit lorsque la contrainte de décohésion est supérieure à la contrainte en cisaillement à la rupture de la matrice : $\sigma_d > \sigma_{mu}$. Dans le cas contraire où $\sigma_d < \sigma_{mu}$, il se produit une rupture par décohésion de l'interface fibre-matrice (figure II.8). La rupture finale d'un matériau composite unidirectionnel est le résultat de l'accumulation de ces divers mécanismes élémentaires. L'initiation, puis la propagation de la rupture dépendent des propriétés des fibres et de la matrice, de l'interface fibre-matrice, de la fraction volumique des fibres, de l'état et des conditions de sollicitations mécaniques imposées.

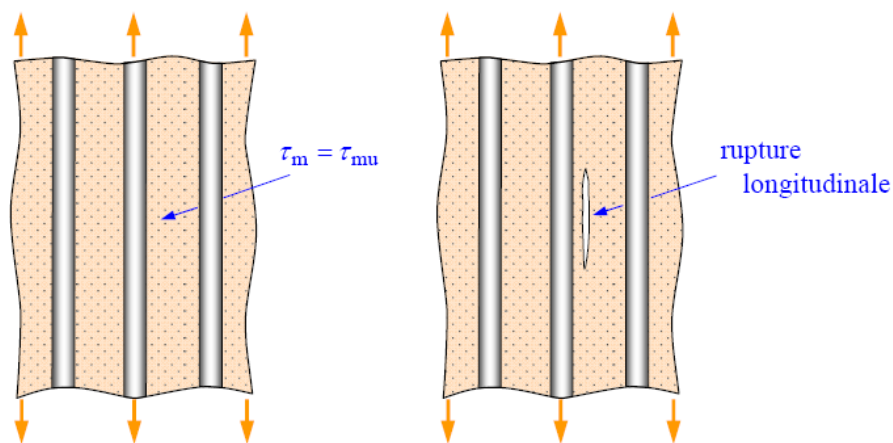


Figure II. 7. Rupture longitudinale de la matrice.

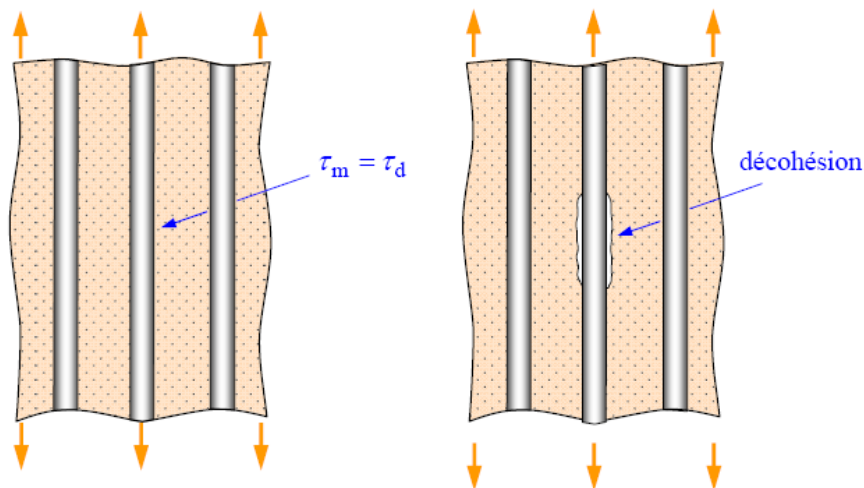


Figure II. 8. Décohésion fibre-matrice.

II.3 Préparation techniques pour la réparation du béton par PRFC

Les techniques utilisées comprennent l'eau à haute pression ou un traitement à la vapeur, la gravure chimique avec une solution d'acide chlorhydrique qui réagit avec les constituants alcalins du béton pour exposer des particules d'écaillage agrégat ou d'une flamme.

Nettoyage de la surface d'adhésion pour éliminer les contaminants de liaison préjudiciable tels que les grains de la poussière et de l'huile, qui empêchent le mouillage adéquat de la surface du béton. Le sable et la poussière peuvent être éliminés par aspiration et brossage, ou soufflés avec de l'air comprimé. L'huile et la graisse peuvent être éliminées par nettoyage avec des détergents, de la soude caustique ou de phosphate de tri-sodium, suivie d'un rinçage complet avec de l'eau pour éliminer tout résidu. Nettoyage à la vapeur conjointement avec un détergent approprié, ou sablage de lumière sont d'autres méthodes de nettoyage.

Idéalement, la surface doit être laissée à sécher naturellement ou artificiellement avant l'application d'adhésif. Le collage sur le béton humide peut provoquer la délamination ou de fissuration à l'interface adhésif/béton ou à l'intérieur de l'adhésif lui-même. L'humidité du béton peut être grossièrement évaluée soit en utilisant du papier absorbant ou en collant une feuille de polyéthylène à une partie de la surface. Si ce dernier se fait dans les mêmes conditions ambiantes et pour la même durée, la liaison efficace peut prévoir si la condensation n'est pas observée. Afin d'empêcher la formation ultérieure d'un film d'eau condensée dans la zone de collage, la température de la surface de béton ne doit jamais être inférieure à celle de l'air environnant. Pour la plupart des applications externes, le contrôle de l'humidité de surface et de la température provoque des difficultés pratiques très réelles. Bien qu'actuellement il y a des résines adhésives sur le marché qui permettra une liaison adéquate au mouillé ou humide des surfaces en béton.

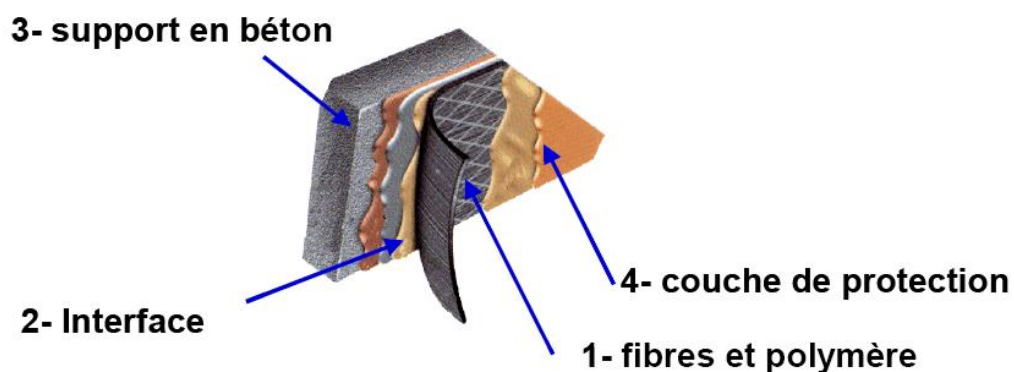


Figure II. 9. Détails sur les différentes couches d'un béton réparé.

Une fois que la surface du béton le long des lignes des positions finales du stratifié a été nettoyée au jet, balayée et aspirée, la largeur du stratifié est définie avec un ruban adhésif. La

procédure est alors la suivante comme :

1. Reprofilez le substrat entre les lignes de ruban en appliquant l'adhésif à la truelle sur le béton et nivelez-le en grattant (ceci permet d'obtenir une surface plane).
2. Retirez les lignes de ruban.
3. Nettoyez la surface de contact du stratifié (ou retirez le revêtement protecteur).
4. Appliquez l'adhésif époxy sur le stratifié avec un profil triangulaire à l'aide d'une spatule en forme.
- 5/6. Présenter la bande au soffite en béton et la fixer légèrement avec une pression manuelle.
7. Appuyez fermement sur les bandes dans l'endroit du substrat à l'aide d'un rouleau en caoutchouc dur, en éliminant en même temps tout excès d'adhésif (cela garantit un bon contact et l'élimination de tout air piégé).
8. Enlevez l'excès d'adhésif à l'aide d'un couteau à peinture.
9. Nettoyez la bande.

Ces étapes sont illustrées à la figure II.10.

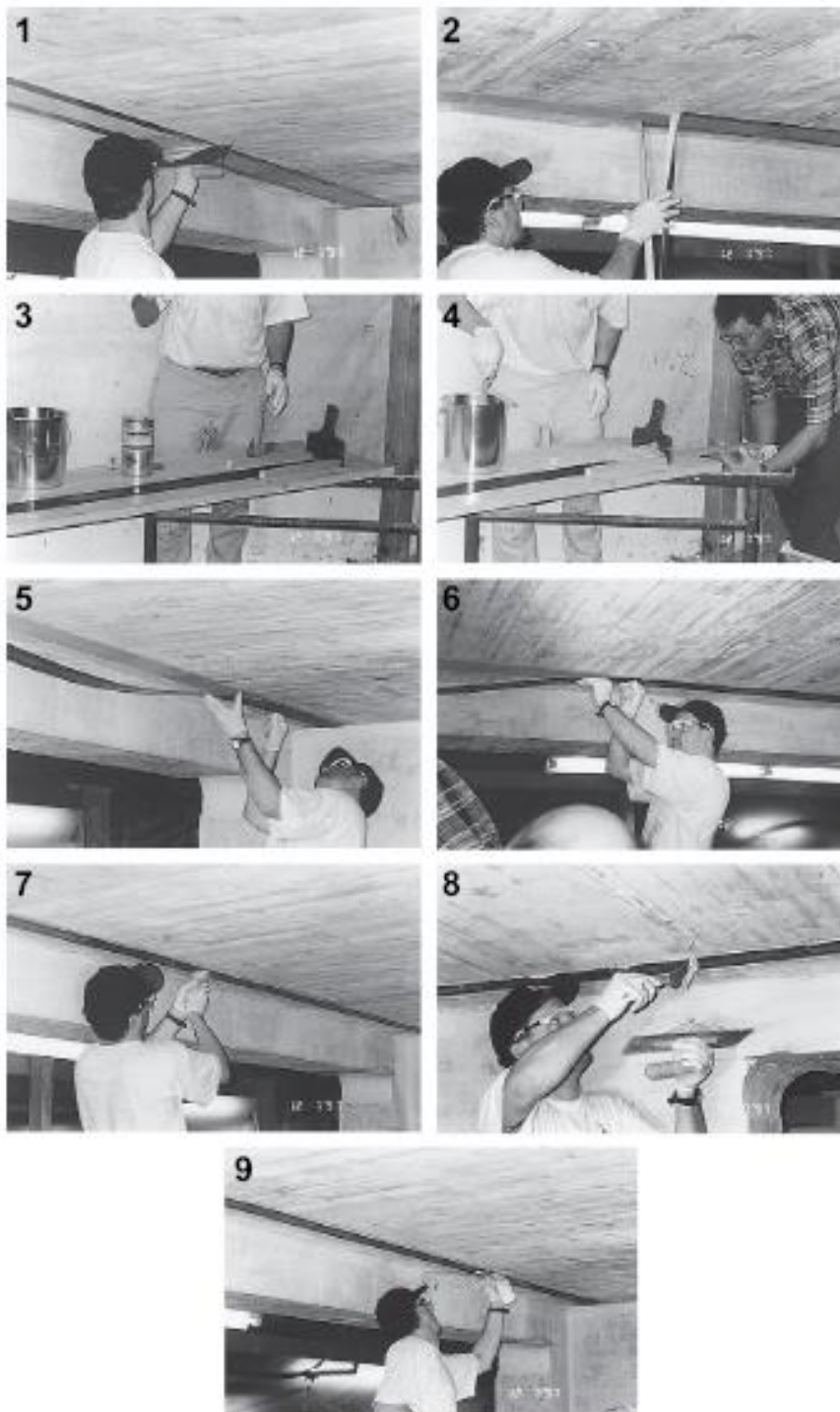


Figure II. 10. Méthodologie pour l'installation des CFRP à la sous-face des tabliers de ponts en béton [4].

II.4 Renforcement structurel des poutres en béton en utilisant un matériau composite

Le renforcement des poutres en béton armé peut être réalisé en utilisant:

- Des fibres de carbone unidirectionnel dont la plaque composite est fabriquée par la technique de pultrusion ou par pré-imprégner et la plaque est ensuite collée à la sousface de la poutre.
- enrouler un pré imprégné de carbone autour de la bride et la nappe de la poutre, similaire à la technique Replark.

Le procédé de pultrusion produit des plaques plates qui seront collée sur la sous-face ou sur les faces verticales de la poutre en béton armé pour le renforcement respectivement à la flexion et au cisaillement. S'il est nécessaire que le système composite de flexion doit être lié dans les faces verticales de la poutre pour donner une plus grande résistance contre le pelage à l'extrémité libre, un système d'emballage composite de fibres de carbone pré-imprégné (par exemple REPLARK) serait utilisé. Dans ce cas, la poutre sera totalement encapsulée autour de ses côtés verticaux et soffites fournissant ainsi une enceinte qui conserverait complètement le béton à l'intérieur.

Les principaux effets sur une poutre en béton armé et précontraint, de la liaison de plaque avec des matériaux en PRF sont:

- réduction de la déviation de la poutre (une augmentation de la rigidité d'une poutre)
- limitation du développement des fissures dans la poutre en béton
- augmentation de la capacité de charge de la poutre (charge de service)
- augmentation de la charge provoquant une défaillance de la poutre.

Il existe des paramètres pour optimiser le système renforcé qui doivent être pris en compte, sont:

- largeur et épaisseur de la plaque
- rapport de la portée de cisaillement à la profondeur de la poutre pour les considérations de longueur de liaison
- l'ancrage
- la géométrie de la plaque
- l'épaisseur de l'adhésif.

La combinaison de ces paramètres est un facteur important dans la conception. Par exemple, une réduction spécifique de la flèche à mi-portée, par exemple, la charge de service pourrait être réalisée par une variété de modifications, en modifiant l'épaisseur et / ou la longueur du

composite. Cependant, la charge ultime peut varier en raison du fait que les mécanismes de défaillance de changement quasi-ductile fragile. Il convient de noter que la rigidité de la poutre n'augmente que très légèrement au début, mais peut être considérablement améliorée après la fissuration.

Ces paramètres ont été discutés en détail dans [5], et ils ne seront pas présentés, mais les observations générales et les caractéristiques de la liaison de la plaque seront discutés.

- L'ajout de la plaque en FRP externe a un effet limité sur la structure de la première charge de craquage. Cependant, une augmentation substantielle de la rigidité ne se produisent après le craquage, dans la charge de service, la charge à laquelle produisant de l'acier se produit interne et la rigidité du membre après avoir cédé. La charge maximale peut également être augmenté de manière significative, bien que la ductilité de l'effondrement, par rapport à un élément non plaqué (renforcé) est généralement réduit, en particulier si les extrémités de la plaque ne sont pas ancrés.
- Le mode de défaillance ultime dépendra de la configuration du système de renforcement, en particulier si un ancrage aux extrémités de la plaque est fourni. Si les extrémités de la plaque ne sont pas ancrées et que le rapport de la portée de cisaillement à la profondeur de la poutre (a_y / h) est inférieur à 3,0 dans les situations de chargement à quatre points, la défaillance se produira presque invariablement par le pelage de la plaque initié par l'apparition d'une fissure de cisaillement. à l'extrémité libre de la plaque; cela se produira de manière fragile.
- Si la distance de cisaillement à la profondeur de la poutre, dans une situation de chargement à quatre points, est d'environ de 3,5, une séparation par adhérence au cisaillement de la plaque sous l'effet d'une fissure de cisaillement est susceptible de se produire; ceci est montré à la figure. II.11. Pour des rapports de profondeur de cisaillement à la profondeur de poutre supérieurs à 4,0, il est probable que la plaque se sépare sous l'effet d'une fissure de cisaillement en flexion; ceci est illustré à la figure. II.12. Ces observations s'appliquent à des poutres similaires, tandis que pour des poutres dissemblables, d'autres paramètres peuvent affecter le mode de défaillance.
- L'épaisseur de l'adhésif semble avoir peu d'effet apparent sur le comportement structurel global ou sur la distribution des contraintes dans la poutre. Cependant, on considère généralement qu'une épaisseur de 2 mm est optimale pour permettre la réception des irrégularités de niveau dans le soffite de la poutre et pour combler les

creux éventuels dans la surface de la poutre.

- Le renforcement d'une poutre en béton à haute résistance se traduira par des augmentations relatives plus grandes de l'aptitude au service, du rendement et de la charge ultime, ainsi que de la rigidité après fissuration par rapport à la poutre non renforcée.

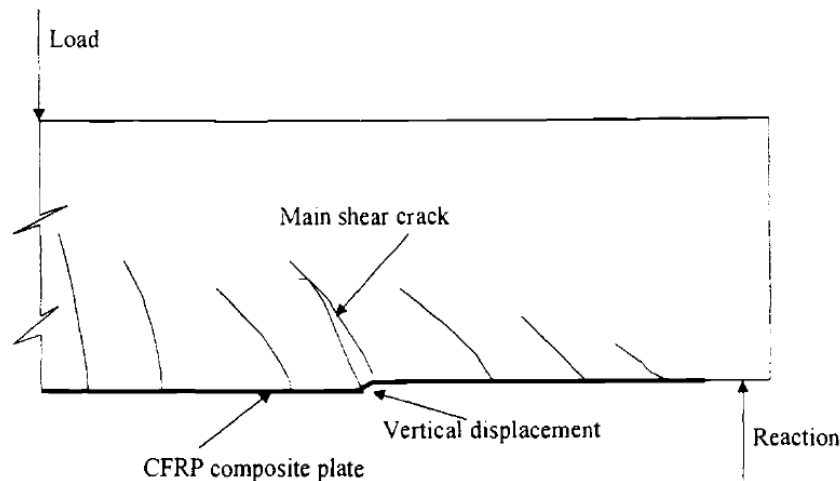


Figure II. 11. Initiation de séparation de plaque pour une poutre d'un rapport de portée cisaillement / profondeur de poutre égale à 3 [3].

- Comme la défaillance d'une poutre revêtue est associée à un décollement de la plaque de la poutre (bien que cela ne soit pas exclusif car la plaque peut céder en traction), que ce soit à partir de l'extrémité libre de la poutre ou par une étape de fissure de cisaillement à une charge externe, la continuation des plaques sur les côtés verticaux de la poutre aura tendance à augmenter la résistance aux forces de pelage et augmentera la charge ultime. Il y aura cependant peu d'effet sur la ductilité, mais la rigidité post-fissuration sera légèrement augmentée en raison de l'effet de retenue des plaques latérales sur les fissures. Dans la plupart des situations, il est généralement admis que les formes de défaillance les plus courantes sont dues au décollement initié au niveau des fissures de flexion éloignées des extrémités des plaques.

L'effet de l'ancrage des extrémités de la plaque sur le faisceau peut être résumé comme suit :

- L'inclusion d'ancrages aura peu d'effet sur la réponse globale du membre renforcé en termes de rigidité, de fonctionnalité et de charges de rupture. Cependant, toutes les formes d'ancrage retardent l'apparition de la défaillance et augmentent la charge maximale ainsi que la ductilité par rapport à l'échantillon non ancré correspondant, ce

qui permet d'obtenir des déformations maximales du béton et de la plaque. Dans le cas ancré, une contrainte longitudinale plus élevée sera enregistrée vers les extrémités de la plaque par rapport à un cas non ancré, ce qui produira une plus grande uniformité au voisinage des extrémités de la plaque que si elles ne sont pas ancrées et donc une répartition plus efficace de la contrainte le long de la plaque externe.

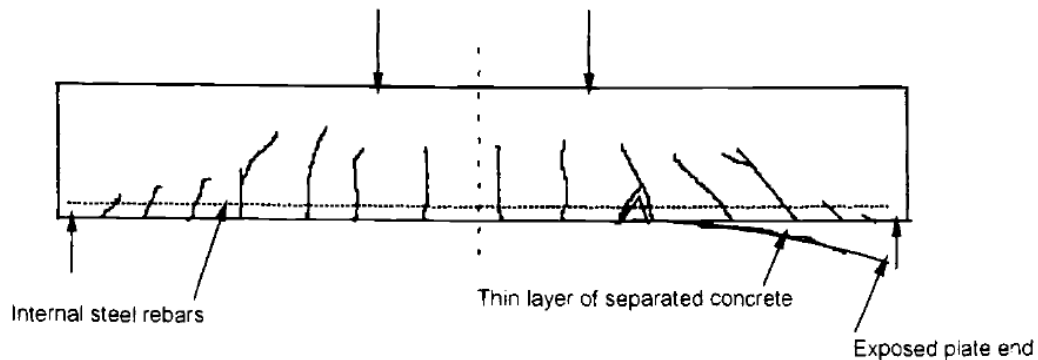


Figure II. 12. Mode typique de séparation des plaques pour un rapport de portée de cisaillement / profondeur de la poutre égale à 4 [5].

- La ductilité des poutres plaquées ancrées augmentera par rapport au cas non ancré et sera même supérieure à une poutre non plaquée.
- Si une plaque d'extrémité est utilisée pour redistribuer la contrainte loin des trous, le boulonnage à travers les plaques ne semble pas avoir d'effet négatif sur la charge ultime ou le mode de défaillance du système.
- L'inclusion d'ancrages permettra à la plaque collée d'approcher sa contrainte de rupture matérielle lors du démarrage de l'écrasement du béton.

II.4.1 Renforcement structural des poutres en béton à l'aide de plaques précontraintes

Une extension de la technique de renforcement en flexion utilisant des plaques de PRF liées de manière externe consiste à précontraindre la plaque composite avant le collage à l'élément en béton. En relâchant cette pré-tension dans l'élément une fois que l'adhésif a durci et que le système d'ancrage est en place aux deux extrémités de la plaque, il est possible d'obtenir certains des avantages associés à la technologie du béton précontraint et d'utiliser le matériau de la plaque plus efficacement.

Lors de l'utilisation du système précontraint, il est nécessaire de prévoir un système d'ancrage aux extrémités de la plaque. Il est clairement indésirable de percer des trous dans le FRP; par conséquent, il est nécessaire de coller une plaque d'extrémité sur la plaque de composite, sur laquelle les têtes de boulons porteraient, ce qui faciliterait la distribution des contraintes de traction et longitudinales dans la plaque de soffite composite des trous.

L'utilisation d'un système combiné de collage et d'ancrage de boulonnage réduit les concentrations de contraintes existant autour des trous de boulons dans le stratifié et réduit également le risque de problèmes de fatigue pour les fixations de boulons seules. La longueur du chevauchement des plaques d'extrémité avec la plaque de soffite composite doit être suffisante pour éviter que celle-ci ne se "tire" en raison d'une défaillance de l'arrachement par cisaillement du stratifié au-delà des boulons. Le transfert de charge sur la plaque d'extrémité est soutenu par les boulons par l'action du goujon; les boulons résistent également aux contraintes normales qui s'éloignent de la surface de la poutre, supposées être associées aux contraintes de pelage aux extrémités de la plaque. La longueur du boulon qui pénètre dans le béton doit être suffisante pour assurer un ancrage solide, empêchant le tirage des boulons perpendiculaire à la poutre lorsque la charge augmente.

Nous ferons [3] quelques observations générales sur les avantages de la précontrainte des plaques en CFRP avant le collage sur la poutre en béton armé.

- Lors du relâchement de la précontrainte de la plaque dans la poutre, une partie de la contrainte appliquée initialement est perdue, très probablement du fait d'un raccourcissement élastique et d'un léger camouflage du système composite collé.
- Lors du relâchement de la précontrainte, les ancrages des plaques d'extrémité boulonnées doivent être suffisants pour éviter toute défaillance du système collé vers les extrémités de la plaque.
- Lors du relâchement de la précontrainte dans le béton, la section supérieure de la poutre en béton sera tendue tandis que la majorité de la poutre sera en compression.

En outre, plus la pré-tension appliquée est élevée, plus la position de l'axe neutre après le relâchement sera basse. Il faut dire que [3], en règle générale, la contrainte de précontrainte dans la plaque composite ne doit pas dépasser 50% de sa résistance ultime et sera généralement de l'ordre de 35%. De plus, l'introduction d'une pré-tension dans la plaque avant le collage augmente la contrainte maximale dans la plaque en CFRP à un niveau de charge donné, ce qui permet au matériau d'être utilisé plus efficacement dans des situations où il est sous-sollicité par rapport au béton soumis à des charges élevées. Cependant, commencer avec un niveau de précontrainte dans la plaque avant le chargement externe ne signifie pas que la contrainte maximale dans la plaque sera toujours supérieure à celle d'une poutre non précontrainte de cette valeur initiale. À tout moment, cette différence est une combinaison du fait que l'augmentation de la charge de

fissuration réduit le décalage de contrainte initial et que la rigidité accrue de l'élément réduit la quantité de déformation de la plaque et du béton pour un accroissement de charge donné.

- Pré-tension de la plaque avant de la coller à la poutre augmentera considérablement la charge externe à laquelle la fissuration du béton réduit la rigidité globale de l'élément.
- En raison de la mise en compression de la base de la section de poutre par relâchement de la pré-tension de la plaque, la fissuration sera en général beaucoup moins étendue et moins développée sous l'action d'une charge externe donnée que pour un échantillon identique non précontraint. Cette observation [3] du contrôle des fissures revêt une importance considérable pour les critères de conception fondés sur l'entretien.
- la précontrainte augmentera la charge de service d'un membre donné, à condition que la contrainte exercée par l'acier interne soit le facteur déterminant; il y a peu d'avantages à gagner lorsque les critères de résistance du béton régissent la charge de service.
- La précontrainte entraîne une augmentation significative de la charge externe, ce qui provoque la déformation de l'acier interne sur une poutre en acier non précontraint.
- Lorsqu'une pré-tension est appliquée sur la plaque avant le collage, le mode de défaillance est également affecté. La plaque exerce un effet de compression sur la base de la poutre sur toute sa longueur, ce qui tend à confiner le béton, ce qui entraîne une fissuration par cisaillement susceptible de provoquer une rupture de cisaillement ou une étape de cisaillement. Plus le niveau de précontrainte est important, meilleur est l'effet de confinement sur le développement de la fissuration par cisaillement; cela entraînera une augmentation de la charge de défaillance pour les cas régis par un mode de défaillance associé au cisaillement.

II.4.2 Expériences sur des plaques en CFRP précontraint liés à des poutres béton armé

La figure II.13 montre la technique utilisée, de 4,5 m de long des poutres, des plaques de CFRP en pré-tension dans le laboratoire de l'Université de Surrey au cours du projet 1 ROBUST; la séquence des procédures de cette opération sont explicites, mais ils ont été expliqués en détail dans [6]. La figure. II.14 montre les relations typiques entre la charge appliquée et de la déformation à mi-portée pour trois systèmes de poutres, qui sont testé dans les laboratoires de l'Université. Un système de poutre a été initialement

précontraint à 25% de sa force ultime. Les courbes qui sont désignés comme « sans ancrage » et « boulonnées » dans la figure. II.14, décrivent l'absence d'ancrage d'extrémité de la plaque et l'utilisation de boulons d'ancrage d'extrémité de la plaque, respectivement. La dernière poutre est non-renforcée. Dans tous les cas étudiés, une augmentation considérable de la charge appliquée pour provoquer la fissuration dans les poutres plaquées précontraintes était évidente et d'après la figure. II.14 une augmentation de 100% dans la poutre non précontrainte a été atteinte. L'initiation et le développement des deux fissures à la flexion et au cisaillement ont été beaucoup moins en évidence pour les cas pré-tension que pour les poutres non précontrainte à des charges comparables, ce qui démontre la capacité de la plaque précontrainte pour limiter la fissuration.

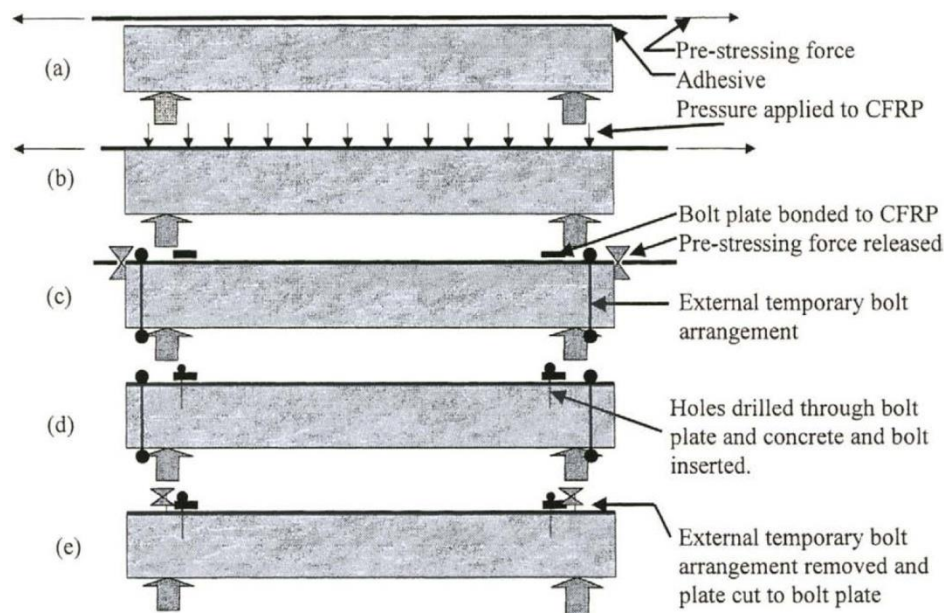


Figure II. 13. Plaque précontrainte de CFRP procédure -laboratoire à l'Université de Surrey [3].

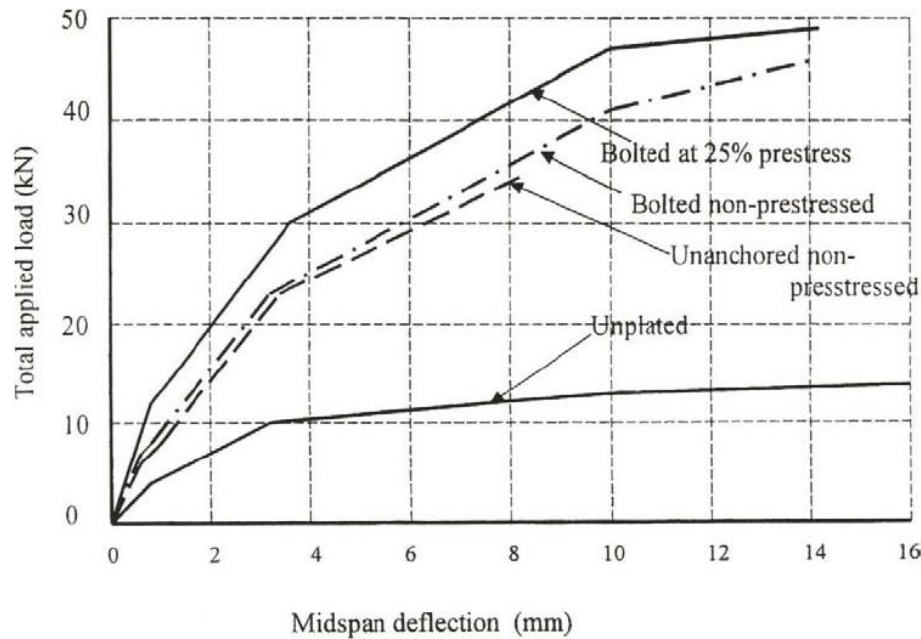


Figure II. 14. Relations typiques entre la charge appliquée et la déformation à mi-portée pour trois systèmes des poutres plaquées [3].

La charge de service tend à être régie par la résistance du béton et par le rapport A_s/bd , où A_s est la surface de l'acier à la traction et b , d sont largeur et hauteur de la poutre, respectivement. D'après la figure II.14, la limite d'élasticité était de 12 kN pour la poutre non revêtue, de 21 kN pour la poutre plaqué non ancré, le cas de la poutre non précontrainte non plaqué est de 24 kN; cela a donné des augmentations de 43% et 50% respectivement. [3] A a constaté que la précontrainte de la plaque augmentait la charge de rendement, une précontrainte effective de 25% produisant une valeur de 31 kN, soit une augmentation de 61%.

La plaque précontrainte en CFRP a également entraîné une augmentation modérée de la charge maximale supportée par les poutres revêtues par rapport aux poutres non précontraintes. Lorsque la précontrainte dans la plaque était égale à 50% de la résistance ultime, la poutre revêtue (plaqué) avait subi une rupture par traction, tandis que lorsque la précontrainte nominale était égale à 25% de sa contrainte de rupture, la poutre avait subi une rupture par séparation des plaques. Cela était dû à une ouverture de fissure de cisaillement verticale. Par conséquent, plus la ductilité est faible, plus la rupture est fragile, à mesure que le mécanisme d'effondrement passe de la séparation de la plaque à la défaillance de la plaque en traction. Outre les avantages de la précontrainte des plaques, discutés ci-dessus, un avantage important de la précontrainte est que l'action composite entre la plaque et le béton, aux extrémités de la plaque, augmente lorsque la valeur de la précontrainte augmente.

II.5 Mécanismes de rupture des poutres renforcées par composite

Dans le cas de poutres renforcées chargée en flexion, différents mécanismes de ruptures sont constatés. Ces mécanismes peuvent être regroupés en trois causes principales: rupture due à la flexion, au cisaillement ou au décollement du composite. Ces causes possèdent différentes origines et des combinaisons sont possibles. Les mécanismes de rupture les plus courants sont décrits ci-dessous. Les deux premiers mécanismes ne sont pas complètement différents de ceux des poutres en béton armé non réparées bien qu'il y a des différences significatives.

II.5.1 Rupture due au décollement

La rupture de poutres renforcées due au décollement est la principale cause de la ruine d'élément renforcé par le collage de plaque en composite. Le décollement peut se produire dans 6 parties différentes de la poutre (Figure II.15) : (1) entre l'armature tendue et l'enrobage en béton, (2) dans l'enrobage en béton, (3) entre le béton et l'adhésif du composite, (4) entre l'adhésif et le tissu ou la plaque en composite, (5) dans l'adhésif et (6) dans le composite. Les mécanismes de rupture, dus au décollement, les plus observés sont la séparation d'enrobage en béton entre l'armature tendue et le béton et le décollement du composite soit à l'extrémité soit à mi-portée de la poutre. Ces trois mécanismes sont présentés dans les paragraphes suivants.

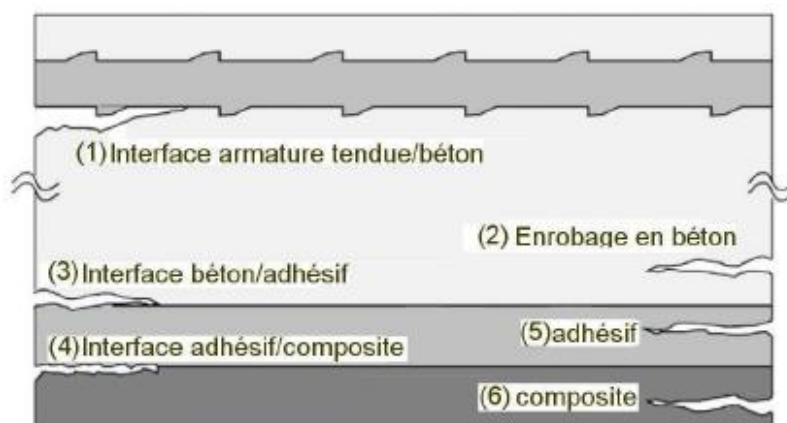


Figure II. 15. Différents types de décollement observés sur des éléments en BA renforcés par le collage d'une composite sur la face tendue.

II.5.2 Séparation d'enrobage en béton

La rupture de la poutre due à la séparation d'enrobage en béton commence avec la formation d'une fissure près de ou dans la zone de l'extrémité du tissu FRP (Figure II.16). Cette fissure est due aux contraintes normales et de cisaillements élevés engendrés par la fin brusque du tissu

Une fois que cette fissure est formée, elle se propage jusqu'à l'armature tendue et la fissure progresse horizontalement au même niveau que l'armature, en produisant la séparation avec le béton.

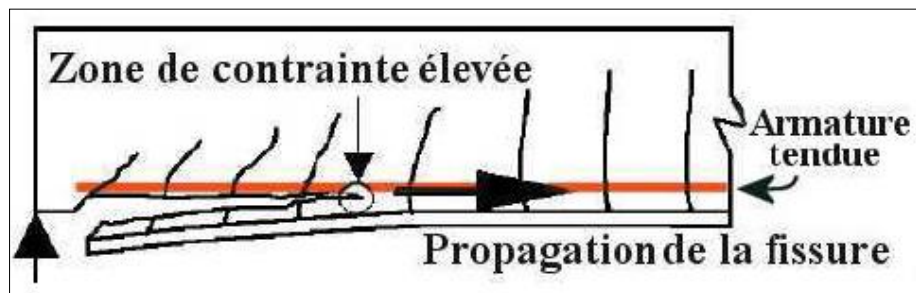


Figure II. 16. Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par séparation d'enrobage en béton.

II.5.3 Décollement du composite à l'extrémité

La rupture due au décollement du tissu composite provient, aussi, de la concentration des contraintes normales et de cisaillement à l'interface colle/béton. La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est alors plus élevée que celle du béton. Le décollement du tissu se produit la plupart du temps entre le béton et la colle (Figure II.17). C'est la raison pour laquelle de petits morceaux de béton sont retrouvés sur le tissu décollé. Ce mécanisme débute aux extrémités du tissu et se propage vers le centre de la poutre. Il provient de la concentration de contraintes présente à l'extrémité du tissu

Le décollement se produit souvent lorsque trois conditions sont remplies : (1) une faible portée, ce qui produit un cisaillement élevé et un décollement entre le composite et la poutre, situé proche des appuis, (2) les extrémités du tissu sont éloignées des appuis, (3) l'application d'un tissu raide limite la flèche et produit une contrainte de cisaillement importante près des extrémités du tissu.

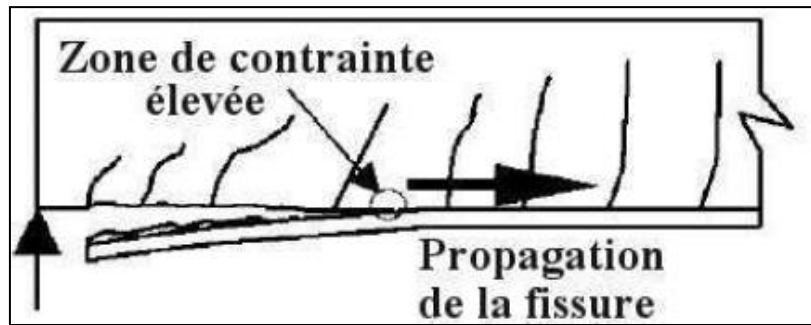


Figure II. 17. Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du composite (FRP) à l'extrémité.

II.5.4 Décollement du composite à mi-portée

Le décollement du tissu à mi-portée se produit à cause de la concentration élevée des contraintes dans l'interface colle/béton. Il s'agit de la même raison que pour les deux mécanismes précédents : i) séparation d'enrobage en béton et ii) décollement de tissu à l'extrémité.

La différence réside dans l'origine de ces contraintes. Pour ce mécanisme, la rupture provient de l'importante déformation du tissu provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant (Figure II.18).

Le décollement à mi-portée se produit sous les conditions suivantes: (1) une portée importante de l'effort tranchant, c'est-à-dire, que la résistance à l'effort tranchant aux extrémités est très supérieure à la résistance du moment fléchissant, donc des fissures dues au moment de flexion élevé se produisent proche de la mi-portée, (2) les extrémités du tissu sont très proches des appuis, (3) l'application de tissu mince.

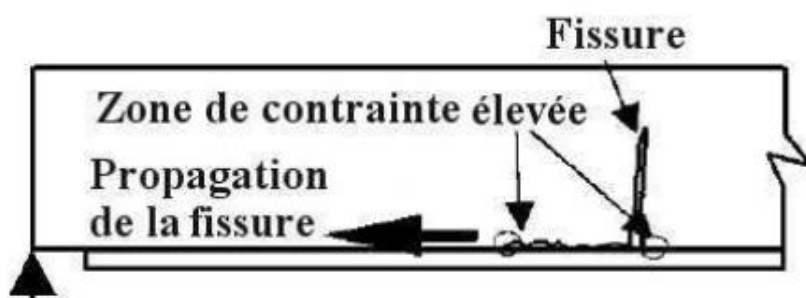


Figure II. 18. Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du tissu à mi-portée.

Les principaux mécanismes de décollement d'une plaque observés lors d'essais sont résumés à la figure II.19.

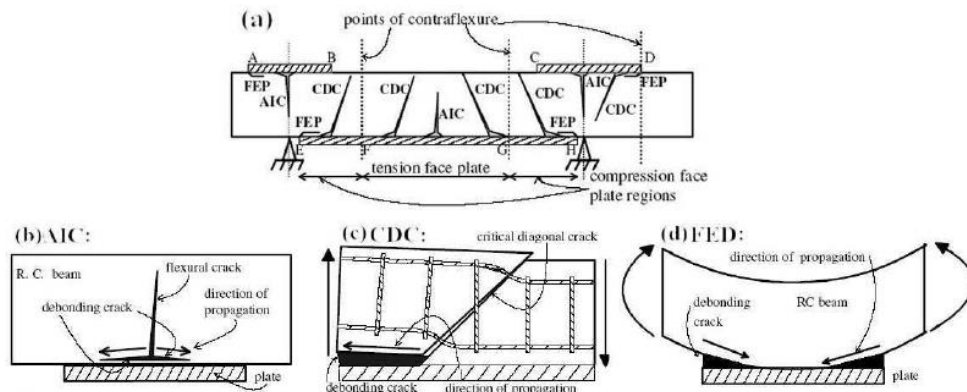


Figure II. 19. (a) Trois mécanismes de rupture par décollement du composite, (b) AIC : décollement à mi-portée, (c) CDC : décollement à l'extrémité par une fissure oblique critique, (d) FED décollement à l'extrémité.

II.6 Travaux sur l'application des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des tabliers de pont

II.6.1 Réparation des ponts de l'autoroute I-65 avec des composites de polymère renforcé de fibre de carbone

Un rapport a été rédigé par l'université Kentucky Transportation Center [7] qui documente la réparation de cinq sites le long de l'autoroute I-65 dans le comté de Jefferson, dans le Kentucky. La réparation impliquée: (1) la poutre en béton préfabriqué précontraint, (2) les supports en béton armé de Bridge Pier 4, (3) les supports en béton armé du pont no 6 près de l'intersection de Main Street et de Hancock Street, (4), la poutre en béton précontraint, (5) la colonne en béton armé sur le boulevard Muhammad Ali Est. Les poutres en béton précontraint ont été enveloppées de tissus de polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP) aux emplacements fissurés afin d'empêcher ou de limiter les translations excessives dans les directions verticale et horizontale. Deux des poutres en en béton précontraint ont été équipées de LVDT pour évaluer l'efficacité de la réparation avant et après la modernisation. L'emballage semble avoir réduit les mouvements relatifs dans le sens horizontal car ils sont plus stabilisés et moins volatils qu'avant la réparation. Cependant, les mouvements relatifs de la direction verticale étaient encore apparents. Les coussinets des ponts 4 et 6, ainsi que la colonne du pilier du boulevard E. Muhammad Ali, ont été réparés et recouverts d'un tissu en CFRP afin d'augmenter leur capacité. Les coussinets de roulement du pont Pier 6 ont présenté un défi unique en raison de leur forme irrégulière. Le «remodelage» des pads a été effectué pour que l'emballage soit efficace.

L'objectif de ce projet est de réparer les poutres en béton précontraint fissurées ainsi que les coussinets de support et les colonnes de piliers en béton armé endommagés à l'aide de plaques de polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP). Ce rapport présente les détails des projets de modernisation de l'autoroute I-65 Expressway visant à réparer, renforcer et restaurer la capacité des poutres en béton préfabriquées, des supports en béton armé et de la colonne du pilier, la figure II.20 montre l'une des réparations effectuées après détection des fissures au niveau des poutres (figure II.21).

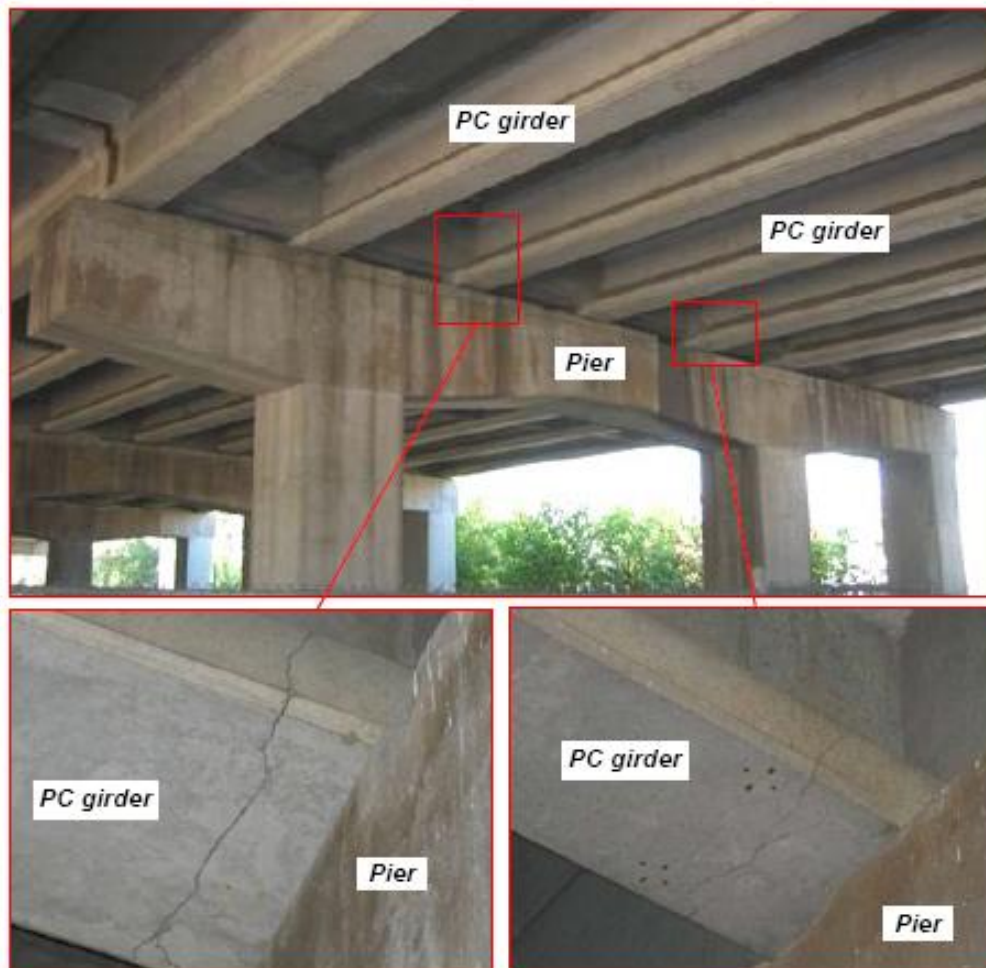


Figure II. 20. Fissuration dans les travées de poutres en béton précontraint [7].



Figure II. 21. Réparation de la poutre PC en utilisant des tissus en CFRP [7].

Les résultats des réparations faites dans différentes zones de la route express I-65 ont montré que les CFRP sont efficaces, légers et faciles à manipuler pendant l'application. Alors que les emplacements instrumentés ont montré que la réparation était efficace pour l'application conçue, et assez durable. Un délaminage moins important pour affecter l'intégrité structurelle de la modernisation.

II.6.2 Conception d'une nouvelle génération de tabliers de ponts en béton armé à l'aide d'armatures en matériaux composites

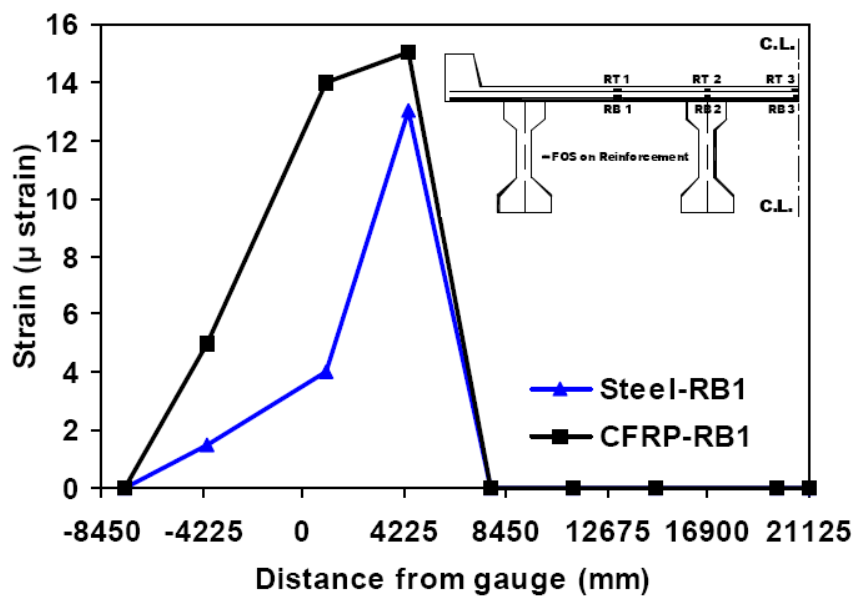
[8] Présente les détails de conception et de construction de trois ponts en béton récemment construits en Amérique du Nord en utilisant des barres d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone et de fibres de verre pour le renforcement des dalles. Deux ponts, les ponts Wotton et Magog, ont été construits au Québec (Canada), alors que le troisième, le pont Morristown, quant à lui, a été construit au Vermont (USA). Les trois ponts sont constitués de dalles en béton supportées par des poutres métalliques ou des poutres en béton précontraint avec des travées simples ou multiples de longueur variant de 26,2 à 43 m. L'épaisseur des dalles varie de 200 à 230 mm avec un espacement entre poutres de 2,30 à

2,85 m. Les dalles ont été armées à l'aide de différents types d'armature en matériaux composites tel que le carbone et à l'aide d'armature d'acier. Aussi, les conditions d'utilisation de ces trois ponts sont différentes en termes de trafic et conditions environnementales (fréquence et utilisation de sels de déglacage).

Les travaux de construction de ces trois ponts ainsi que les résultats d'essais de chargement démontrent que les dalles de tabliers de ponts en béton armé à l'aide d'armature en matériaux composites (CFRP) ont une très bonne performance comme le montre la figure II.22.



(a)



(b)

Figure II. 22. Dalle d'un tablier de pont, (a) renforcée par des fibres de carbone et (b) résultats des déformation en traction (acier vs CFRP) du (pont Wotton) [8].

II.6.3 Résistance au cisaillement de poutres en béton armé enveloppées de tissu en CFRP

Une étude a été menée afin d'évaluer l'augmentation de la résistance au cisaillement des poutres en béton enveloppées avec différentes configurations de tissu en CFRP. [9] Les essais de cisaillement sont menés jusqu'à la rupture sur deux poutres de contrôle en béton armé et douze poutres en béton armé enveloppées avec quatre configurations différentes de tissu en CFRP. Une procédure analytique est présentée pour prédire la résistance au cisaillement des poutres enveloppées avec du tissu en CFRP. Des comparaisons sont faites entre les résultats des tests et les calculs analytiques. La résistance au cisaillement est augmentée jusqu'à 33% sur les poutres en béton enveloppées de tissu en CFRP à un angle de $\pm 45^\circ$ par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

Tableau II. 3: teste sur résistance au cisaillement des différentes configurations de poutres [9].

Specimen	Size of the beam ($l \times b \times d$) (mm)	Effective span (mm)	STRENGTHENING DETAILS OF CFRP FABRIC			
			Number of Layers			Thickness (mm)
			Inclined at 0°	Inclined at 90°	Inclined at $\pm 45^\circ$	
SB1	2130 x 230 x 380	1830	-	-	-	-
SB2	2130 x 230 x 380	1830	-	-	-	-
SB3-90	2130 x 230 x 380	1830	-	1	-	0.18
SB4-90	2130 x 230 x 380	1830	-	1	-	0.18
SB5-90	2130 x 230 x 380	1830	-	1	-	0.18
SB6-90	2130 x 230 x 380	1830	-	1	-	0.18
SB7-90-0	2130 x 230 x 380	1830	1	1	-	0.18
SB8-90-0	2130 x 230 x 380	1830	1	1	-	0.18
SB9-45	2130 x 230 x 380	1830	-	-	1	0.18
SB10-45	2130 x 230 x 380	1830	-	-	1	0.18
SB11-45	2130 x 230 x 380	1830	-	-	1	0.18
SB12-45	2130 x 230 x 380	1830	-	-	1	0.18
SB13-45-0	2130 x 230 x 380	1830	1	-	1	0.18
SB14-45-0	2130 x 230 x 380	1830	1	-	1	0.18

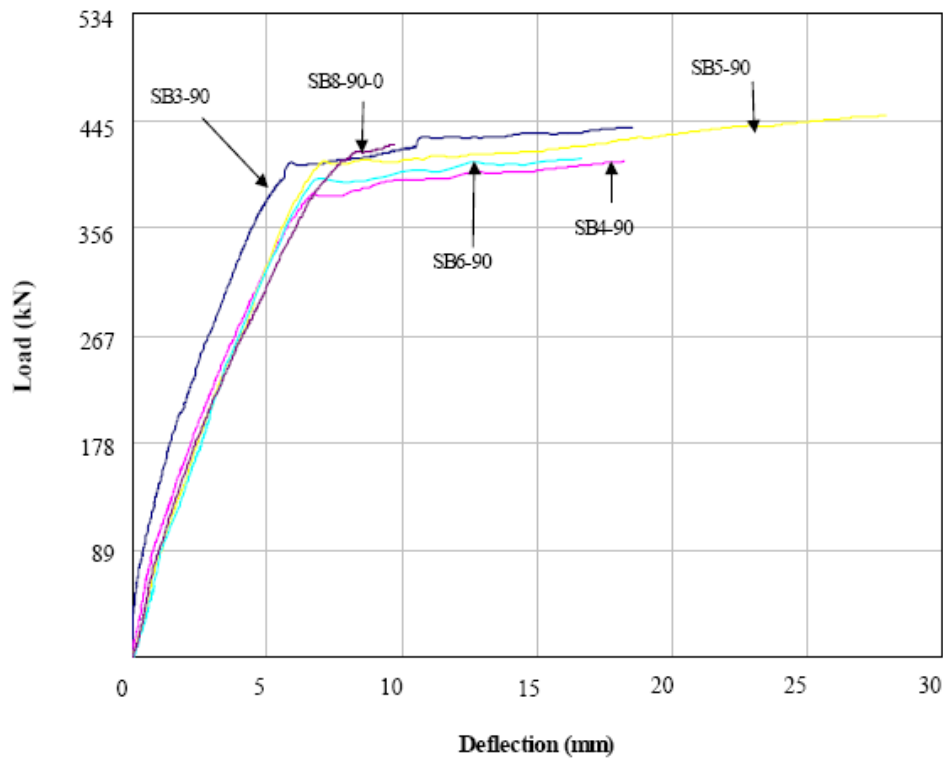


Figure II. 23. Courbes de déviation de la charge / de l'axe des poutres enveloppées d'un tissu en CFRP incliné à 90° et à 90° à 0° [9].

II.6.4 Renforcement du cisaillement des poutres de pont AASHTO à l'aide de feuilles de CFRP

Des résultats de la recherche sur l'utilisation de feuilles de polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP) pour renforcer le cisaillement des poutres de pont pré-tendues AASHTO. [10] La recherche comprend un programme expérimental mené à l'Université du Manitoba en utilisant des modèles à l'échelle de poutres en béton précontraintes en action composite avec la dalle de tablier. Les poutres ont été renforcées avec trois types différents de plaques en CFRP utilisant dix configurations différentes et ont été soumis à des essais de rupture. Le document décrit le programme expérimental, les résultats des tests, les mécanismes de défaillance et l'efficacité de chaque configuration de feuilles de CFRP. Un modèle rationnel est introduit pour définir la contribution des feuilles en CFRP à la résistance au cisaillement, en plus des contributions fournies par les étriers et le béton pour les éléments de béton précontraint en forme de I.

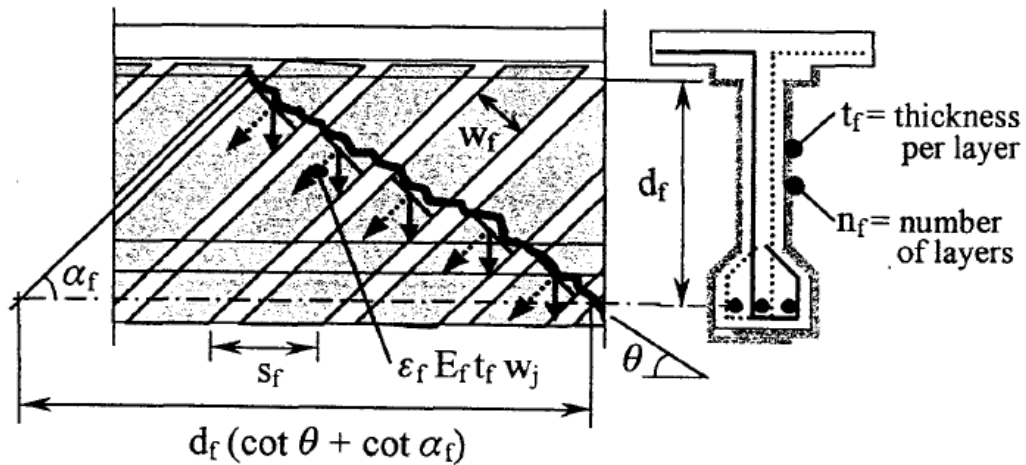


Figure II. 24. Contribution à la résistance au cisaillement des feuilles de FRP [10].

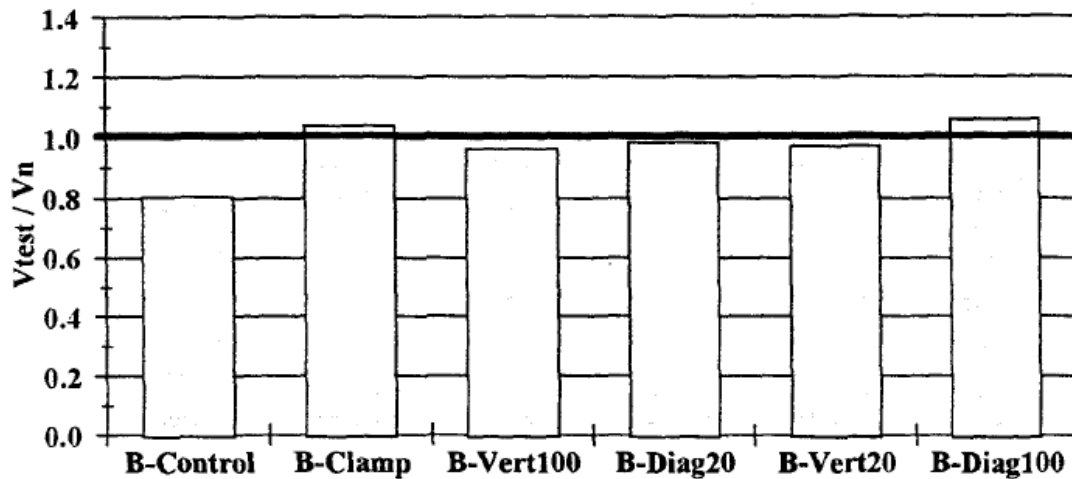


Figure II. 25. Résultats du test par rapport à la capacité de cisaillement prévue: série B [10].

Les résultats du modèle ont un bon accord avec ceux des tests, avec une conclusion sur qui décrit l'efficacité du renforcement par les feuilles en CFRP. Tel que la réduction de la contrainte maximale développée dans les feuilles de CFRP à la rupture avec une augmentation de la rigidité des feuilles de CFRP, La résistance au cisaillement fournie par les étriers, V_{se} , est calculée sur la base de la déformation moyenne dans les feuilles de FRP au début de la rupture.

II.7 Travaux sur le calcul des contraintes de cisaillement d'interface béton/CFRP

La détermination des contraintes d'interfaces a donc été étudiée au cours de la dernière décennie pour les poutres collées avec des plaques de FRP. En particulier, plusieurs solutions de forme approximatives relativement simples pour les contraintes interfaces ont été développées [11-14] sur la base d'une hypothèse simple pour la couche adhésive, comme nous le verrons plus tard. Un important mode de défaillance pour ces éléments renforcés est le décollement de la plaque en FRP de l'élément en raison de fortes contraintes d'interfaces près de l'extrémité de la plaque.

II.7.1 Contraintes d'interfaces dans les poutres renforcées

La technique de collage de plaques a été largement utilisée pour la rénovation des poutres en béton armé, ainsi que pour d'autres matériaux. selon [15] La technique présente de nombreux avantages, tels que l'augmentation de la résistance et de la rigidité d'une poutre existante avec un minimum d'interférences avec le milieu qui entoure. Dans les poutres renforcées, des forces de traction se développent dans la plaque liée et doivent être transférées à la poutre d'origine via des contraintes cisaillement et normales d'interface. En conséquence, une rupture de la liaison peut se produire aux extrémités de la plaque en raison d'une combinaison de contraintes cisaillement et normales d'interface élevée. [15] a présenté une solution destinée à une application sur des poutres en matériaux de toute nature collés avec une plaque mince, tandis que toutes les solutions existantes ont été développées et se concentrent sur le renforcement des poutres en béton armé, ce qui a permis d'omettre certains termes.

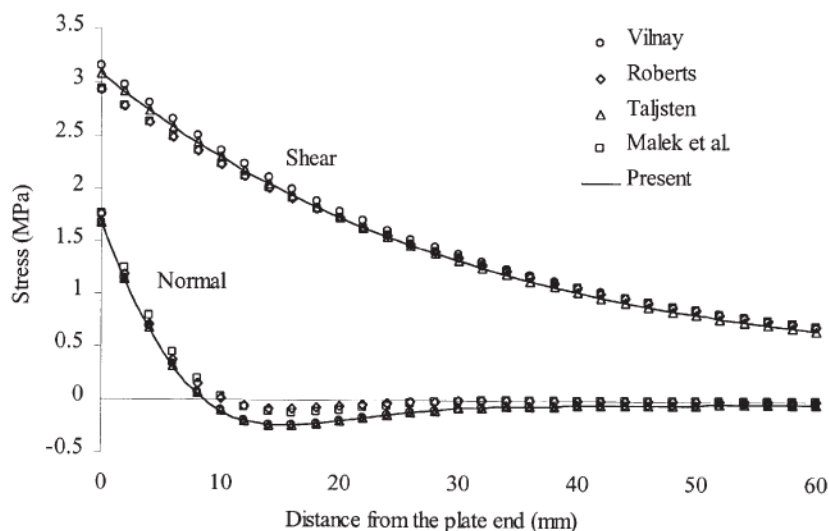


Figure II. 26. Comparaison des contraintes de cisaillement et normales d'interfaces pour un poutre en BA renforcée par une plaque en CFRP soumise à une charge concentrée [15].

La figure II.26, montre les comparaisons numériques entre les solutions existantes et la solution de Smith permettent une appréciation claire des effets de divers paramètres.

II.7.2 Solution théorique améliorée pour les contraintes d'interfaces dans les poutres en béton renforcées avec une plaque en FRP

Une analyse théorique améliorée des contraintes d'interfaces a été présentée par [16] pour une poutre en béton simplement supportée liée avec une plaque en FRP. Les déformations de cisaillement adhérentes ont été incluses dans les analyses théoriques. Abdelouahed [16] a supposé une contrainte de cisaillement linéaire à travers l'épaisseur des adhérentes, tandis que toutes les solutions existantes négligent cet effet. Un effet remarquable des déformations en cisaillement des adhérents a été noté dans les résultats. En effet, les concentrations de contraintes d'interfaces résultantes sont considérablement inférieures à celles obtenues par d'autres modèles, qui négligent les déformations de cisaillement adhérentes. Il est montré que les contraintes de cisaillement et normales sont à l'interface influencées par les paramètres des matériaux et de géométrie de la poutre composite. Cette recherche est utile pour comprendre le comportement mécanique de l'interface et la conception des structures hybrides FRP– Béton armé.

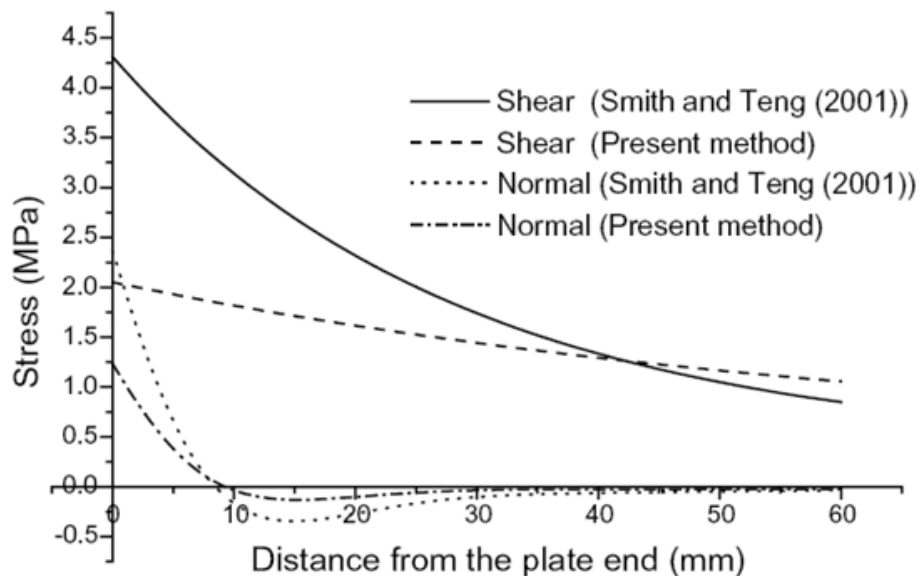


Figure II. 27. Comparaison des contraintes de cisaillement et normales d'interfaces pour une poutre en BA renforcée par une plaque en CFRP soumise à une charge concentrée [16].

II.8 Conclusion

Nous avons effectué une présentation des matériaux composites d'une manière générale des et ses principales propriétés constitutifs des composites employés dans le domaine de la réparation, puis une revue des différents mécanismes de ruine des matériaux composites pour comprendre le comportement et les modes de ruptures, des méthodes de calcul réglementaires sur la résistance au cisaillement sont présentés ainsi que celle à la contrainte de cisaillement à l'interface des éléments renforcés par matériau composite. Les résultats des essais et des travaux de réparation effectués sur des structures tel que les ouvrages d'art (tablier de pont) présentés dans la littérature et qui sont exposés dans ce chapitre sont assez fiables pour dire que la réparation et/ou le renforcement par les matériaux composites sur les surfaces tendues augmente considérablement la résistance à la flexion et au cisaillement, les composites à base de carbone sont plus efficaces que d'autres type de fibres.

Chapitre III

Chapitre III : Durabilité des matériaux exposés à des températures élevées et au feu

III.1 Introduction

Une propriété importante de la durabilité des différents matériaux (béton et CFRP) constitutifs du système de renforcement lorsqu'il est utilisé dans l'infrastructure civile est la résistance au feu. L'utilisation des composites polymères a considérablement augmenté au cours des trois dernières décennies. Les composites en fibre de carbone les plus chers sont utilisés dans des circonstances exceptionnelles, généralement quand une grande rigidité et résistance à la fatigue sont nécessaires pour le renforcement des sections de pont très chargés. Le chapitre s'articulera autour de trois parties. la première partie présente une analyse de travaux de recherche sur l'influence de la température sur les propriétés physiques et mécaniques du béton et les composites en fibres de carbone, puis discuter la question de la durabilité du système de renforcement et l'instabilité thermique du CFRP vis-à-vis les températures élevées, en fin nous proposant un modèle d'assemblage collé comme isolant thermique protégeant la renfort (CFRP) de certain degrés de température, ce joint de colle sera étudié dans le prochain chapitre.

III.2 Généralité sur le feu

Un feu est un processus dans lequel du carburant ou un autre matériau est allumé et combiné à de l'oxygène, produisant de la lumière, de la chaleur et des flammes, une masse de matière en combustion, comme sur un foyer ou dans un four. Comme il peu devenir une réaction de combustion non maîtrisée dans l'espace et dans le temps c'est le cas d'un incendie, un feu violent et destructeur pour les activités et qui se propage en causant des dégâts.

III.2.1 Déroulement d'un incendie

Dans le déroulement d'un incendie sur lequel on n'entreprendrait aucune action volontaire visant à en réduire les effets, on peut distinguer cinq phases successives, caractérisées par l'élévation de la température en fonction du temps (voir figure III.1). Il s'agit évidemment d'une représentation tout à fait arbitraire, car si l'on peut à peu près estimer

l'évolution des températures en fonction de paramètres connus, il est pratiquement impossible d'évaluer le temps de déroulement de chaque phase.

- Phase d'initiation

Sous l'action de sources de chaleur de nature variées (cigarette, étincelle, échauffement électrique ou mécanique...), il y a début de combustion. Il n'y a pas encore de flammes, mais de la fumée peut être produite. L'élévation de température du local est quasiment nulle.

La durée de cette phase est très variable : une fraction de seconde, quelques minutes, quelques heures, voire plusieurs jours (à l'intérieur de balles de foin par exemple).

- Phase de croissance

La première flamme bénéficie généralement d'une quantité suffisante d'oxygène pour se développer régulièrement. Si la masse de combustible est suffisante, la combustion s'étend. Si le feu se développe dans un local fermé, il pourra s'éteindre de lui-même par manque d'air.

Ainsi, par exemple, un local de 20 m² contenant du bois, ayant un potentiel calorifique de 10 kg/m³ (ou 170 MJ/m²) exigerait 1 200 m³ d'air (il faut en effet 6 mètres cubes d'air pour brûler 1 kg de bois) alors qu'il ne peut normalement en fournir qu'environ 60. Si ce local est parfaitement étanche, le feu s'éteindra en quelques minutes, après de fortes émissions de fumées.

Dans cette phase, l'échange thermique se produit d'abord par convection des gaz chauds sur les parois environnantes, puis par rayonnement des flammes vers les éléments voisins, enfin par conduction au sein des éléments proches du foyer.

Si le foyer est alimenté en air frais, ce qui, dans un local, se produit le plus souvent par le bris des vitres (vers 70 à 100 °C), le développement de l'incendie est brusquement accéléré. Ceci sera d'autant plus rapide que le feu rencontrera des matériaux facilement inflammables. La température augmente rapidement, mais l'arrivée d'air étant souvent moins rapide que l'augmentation de l'intensité du foyer, il peut se produire une accalmie, généralement provisoire, de l'incendie, avec forte production de fumées.

C'est dans cette période qu'un grand nombre de paramètres interviennent, notamment : - la nature du combustible, sa masse et sa capacité d'inflammation ; - l'alimentation en air neuf et d'une manière générale, les conditions de ventilation ; - la position relative des éléments combustibles ; - la géométrie du local ; - le revêtement des parois (en particulier leur aptitude à rayonner ou non la chaleur) ; - la force et la direction du vent ; - la température extérieure.

De la multiplicité des paramètres, il résulte que le développement de l'incendie est extrêmement aléatoire. Les températures varient très sensiblement en différents points du

local et la propagation du feu est discontinuë. C'est au cours de cette phase que l'incendie peut cesser de lui-même ou, au contraire, se généraliser. En outre, à ce stade, le développement de l'incendie n'est pas absolument inéluctable ; le temps d'évolution peut être très long et les températures peuvent rester modérées, laissant une possibilité d'extinction par des moyens manuels.

- Phase d'inflammation généralisée

L'inflammation généralisée se produit après une abondante émission de gaz de distillation qui, en mélange avec l'air ambiant s'enflamment sous l'effet de la chaleur, la température moyenne des gaz près du plafond étant de 600 °C. Un embrasement est susceptible de se produire dès que le flux thermique sur toutes les surfaces combustibles atteint environ 20 kW/m².

Cette phase intermédiaire est généralement d'une durée très courte, de l'ordre de quelques minutes, mais c'est la plus importante car le développement de l'incendie est alors inéluctable.

- La phase de feu pleinement développé

La durée de cette phase et son intensité varient, bien entendu, en fonction du potentiel calorifique du local et de l'arrivée d'air frais par les issues.

La température s'élève très rapidement, atteignant 1 000 à 1 200 °C, suivant l'importance de la charge calorifique. L'importance de la masse totale de produits combustibles fait que l'incendie sera principalement influencée soit par la ventilation, soit par le combustible.

La qualité de la ventilation permet de classer les incendies en deux types :

- si la surface de l'ouverture est réduite, l'apport d'oxygène entrant dans le local sera insuffisant pour assurer une combustion complète. Le régime de combustion dépendra uniquement de l'apport d'air neuf. Cet apport limitant la combustion, on dit que l'incendie est « gouverné par la ventilation » ; - si les surfaces d'ouvrants sont importantes et d'une forme permettant un apport correct d'air neuf (plus hautes que larges), celui-ci sera suffisant pour assurer une combustion complète. Le régime de combustion sera lié, non plus à la ventilation, mais au potentiel calorifique du local, notamment à la surface des matériaux combustibles exposés au feu. On dit que l'incendie est « gouverné par le combustible ».

Au cours de cette phase les éléments de construction tels que portes, cloisons ... fissurés ou détruits favorisent la propagation de l'incendie au moyen de toute communication verticale ou horizontale. La chute d'éléments en combustion, les déplacements de brandons, flammèches et escarbilles transportés par les flammes ou les gaz bien au-delà des zones de combustion, étendent rapidement le sinistre à l'intérieur du bâtiment. Les structures et les toitures, portées à haute température ou déstabilisés par la destruction d'un plancher, se déforment, entraînant à

leur tour l'effondrement d'éléments. Les gaines et les escaliers sont les voies de prédilection des fumées et gaz chauds, ces derniers pouvant achever leur combustion en s'enflammant au contact d'air frais, loin du foyer d'origine.

La propagation de l'incendie a lieu également par les ouvertures vers l'extérieur du bâtiment. Les flammes qui se dégagent des ouvertures suivent une trajectoire ascensionnelle, soumettant les façades aux effets combinés du rayonnement et de la convection. Les flammes ont tendance à se courber le long de la façade ou à jaillir en torche des fenêtres. Elles peuvent atteindre jusqu'à 5 m de hauteur. La direction et la force du vent jouent évidemment un rôle prédominant dans leur comportement. Un autre phénomène est l'expulsion par les ouvertures des gaz de combustion, brûlés et imbrûlés susceptibles de transporter le feu vers les bâtiments adjacents.

- La phase de décroissance

Lorsque le combustible s'épuise, l'incendie perd de son ampleur, les flammes régressent laissant la place aux braises. La température commence à décroître lentement, de façon linéaire, de 7 à 10 °C par minute, suivant la durée de combustion vive. En règle générale, plus la phase active d'un incendie a été longue, plus longue sera sa phase de décroissance. Toutefois, on peut encore souvent constater pendant cette période la naissance de nouveaux foyers générés par les phénomènes de conduction ou de rayonnement des braises, ainsi que la destruction de structures entamée lors de la phase précédente.

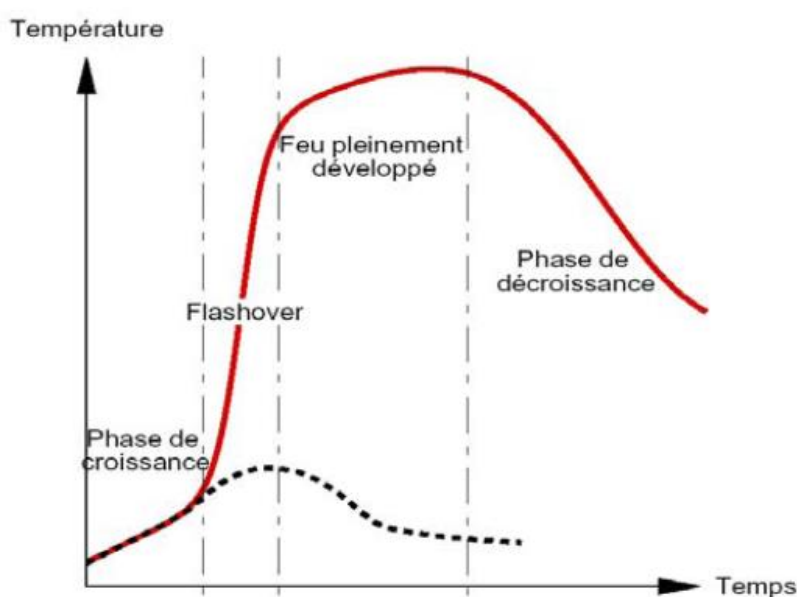


Figure III. 1. Évolution caractéristique de la température moyenne pour un feu de compartiment [1].

III.2.2 La courbe température –temps normalisée

Bien que le développement d'un incendie soit un phénomène très aléatoire, il s'est avéré nécessaire de reconstituer d'une manière expérimentale différents types d'incendies dans le but de définir des lois générales sur la résistance au feu des éléments de construction et de structures des bâtiments. Ces recherches ont conduit à adopter une formule standard considérant les variations de température en fonction du temps, formule nécessairement arbitraire qui ne reflète pas notamment les températures atteintes lors des incendies réels pendant la période d'embrassement, ni pendant celle de décroissance. Cette formule a été adoptée par l'Organisation Internationale de Normalisation (ISO) afin de normaliser un type de feu et de permettre la comparaison du comportement vis-à-vis de ce feu des matériaux de construction. Définie dans la norme ISO 834 « Essai de résistance au feu - Elément de construction » et illustrée par la courbe « courbe température-temps normalisée » dans la figure III.2 et la relation est la suivante :

$$T = 345 \log_{10} (8t + 1) + 20$$

où T est la température du four au temps t , exprimée en °C, t est le temps, exprimé en minutes.

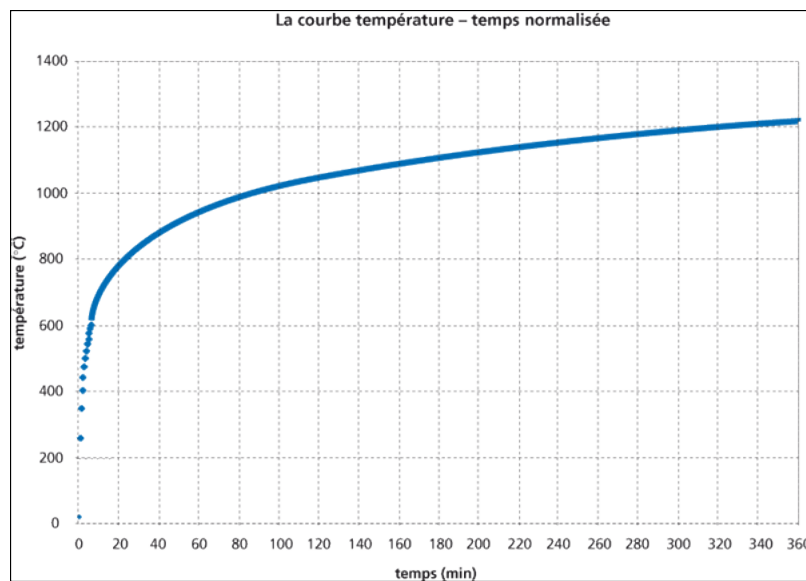


Figure III. 2. La courbe température- temps normalisée [2].

Tableau III. 1: valeurs principales de la courbe conventionnelle température/ temps - ISO 834

Durée de l'essai en minutes	5	10	15	30	45	60	90	120	180	240	360
Évolution de la température en degré Celsius	556	678	738	842	902	945	1 006	1 049	1 110	1 153	1 214

Cette courbe était déjà utilisée pour les essais de classement des matériaux issus de l'arrêté du 3 août 1999. Dans l'arrêté du 22 mars 2004 modifié, cette courbe reste la référence. Cependant des conditions d'échauffement différentes sont susceptibles d'être adoptées dans des circonstances spéciales. Dans certains cas pratiques, il est possible d'identifier des scénarios dans lesquels il pourrait exister un écart important par rapport aux conditions standards d'échauffement. Il est possible d'appliquer les conditions d'échauffements suivants :

- courbe concernant les feux d'hydrocarbures ;
- courbe concernant l'échauffement lent ;
- courbe concernant un feu externe.

D'après Denoël [1], les courbes nominales ont été développées pour tester expérimentalement les éléments de construction, afin d'en établir un classement relatif tant pour leur résistance que pour leur réaction au feu. Il est souhaitable que les éléments testés dans différents fours subissent la même action thermique. Pour la modélisation d'un incendie dans un bâtiment, ces courbes constituent une référence conventionnelle. Les courbes les plus fréquemment utilisées sont présentées sur la figure III.3. Elles ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels, se produisant dans les bâtiments, la pétrochimie/plates-formes en mer et les tunnels.

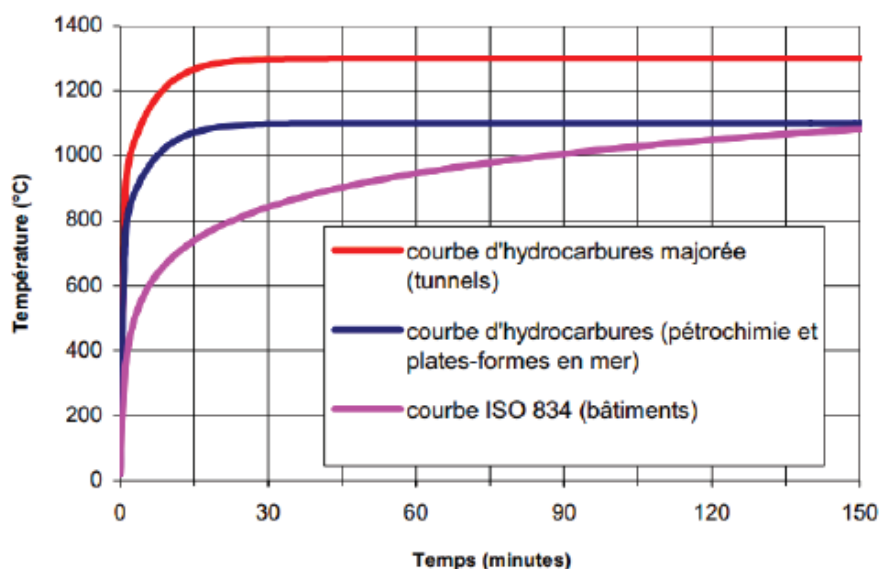


Figure III. 3. Différentes courbes de température [1].

III.3 Propriétés des matériaux à des températures élevées

III.3.1 Comportement thermomécanique des bétons

Le béton est largement utilisé comme matériau structurel primaire dans la construction en raison de nombreux avantages, tels que la résistance, la durabilité, la facilité de fabrication et les propriétés de non-combustibilité, qu'il possède par rapport aux autres matériaux de construction. Les éléments de structure en béton, lorsqu'ils sont utilisés dans des bâtiments, doivent satisfaire aux exigences de sécurité incendie spécifiées dans les codes du bâtiment [3, 4]. En effet, l'incendie représente l'une des conditions environnementales les plus sévères auxquelles les structures peuvent être soumises; Par conséquent, la fourniture de mesures de sécurité incendie appropriées pour les éléments structuraux est un aspect important de la conception d'un bâtiment.

Les mesures de sécurité incendie appliquées aux éléments structuraux sont mesurées en termes de résistance au feu, qui correspond à la durée pendant laquelle un élément structurel présente une résistance à l'intégrité structurelle, à la stabilité et à la transmission de la température [5, 6]. Le béton offre généralement les meilleures propriétés de résistance au feu de tous les matériaux de construction [7]. Cette excellente résistance au feu est due aux matériaux constitutifs du béton (ciment et granulats) qui, lorsqu'ils sont combinés chimiquement, forment un matériau essentiellement inerte et à faible conductivité thermique, grande capacité thermique et dégradation plus lente de la résistance en fonction de la température.

III.3.1.1 Transformations des propriétés physiques et chimiques du béton chauffé

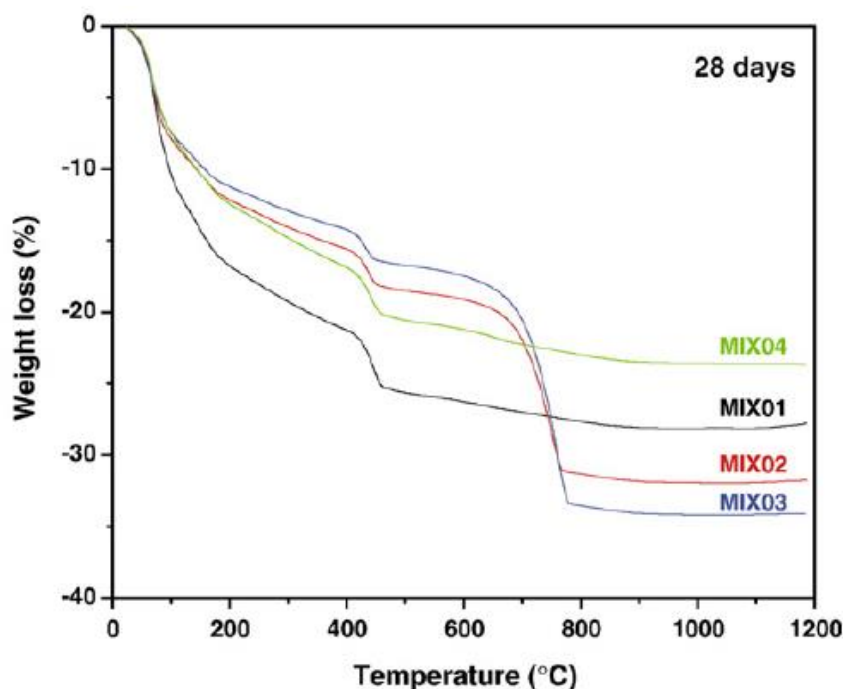
Le béton est constitué de trois composants essentiels : le ciment, les granulats et l'eau. Leur mélange déclenche des réactions d'hydratation permettant de passer d'un ciment anhydre à une pâte de ciment durcie. Les deux principaux hydrates formés sont les silicates de calcium hydratés, notés C-S-H et la portlandite, notée Ca(OH)_2 ou également CH. Le rôle de ces C-S-H est prépondérant dans la résistance de la pâte de ciment.

- Evolution de la matrice cimentaire

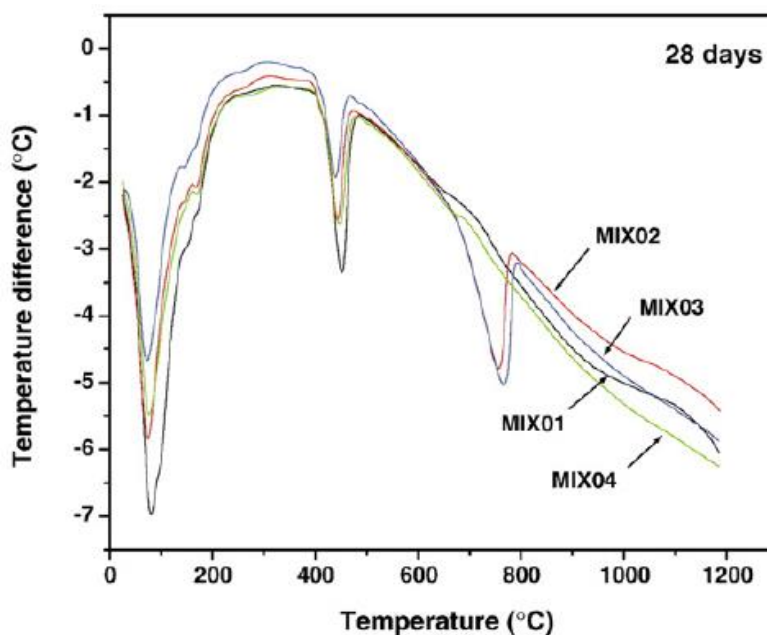
Lorsque le béton est soumis à une augmentation de température, différentes transformations physiques et chimiques se produisent. Ces phénomènes concernent la pâte de ciment et les granulats. Les principales transformations de la matrice cimentaire observées par [8-11] lors de la montée en température sont :

- 20-120°C : départ de l'eau libre et adsorbée [9], décomposition de l'ettringite à partir de 60-70°C [11]. Premiers signes de décomposition de C-S-H avant 100°C [10] ;
- 130-170°C : double réaction endothermique lors de la décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ [12] ;
- 450-550°C : décomposition de la portlandite (deshydroxylation par déshydratation) [9];
- 600-750°C : décomposition des C-S-H, formation de $\beta\text{-C}_2\text{S}$ [8]. Décomposition de carbonate de calcium à partir de 600°C ;
- 1200°C : début de fusion du béton.

Les résultats sont présentés sur la figure III.4 décrivent les variations de masse et de température causés par l'effet thermique qui a transformé la structure physico-chimiques du béton.



(a)



(b)

Figure III. 4. (a) Décomposition thermique de la pâte de ciment par analyse thermogravimétrique (TGA) et (b) Analyse thermogravimétrique dérivée (DTG) de quatre échantillons[13].

- **Microscopie des transformations de microstructure dans les composants en béton.**

La microstructure des composants du béton altérée par les processus thermiques [14] montre de nets changements dans l'observation au microscope. La pâte de ciment et la structure des agrégats après chauffage à haute température peuvent être analysés par microscopie électronique à balayage (MEB) dans des échantillons fracturés et en utilisant le mode de diffusion SEM-Back sur des échantillons polis, comme illustré à la figure III.5:

- Le C-S-H a subi une déshydratation complète à 400 ° C et la densité initiale élevée de la pâte de ciment et de la structure cohésive avec des grains de ciment anhydres est perdue.
- Les cristaux d'ettringite et de portlandite sont complètement altérés après la déshydratation
- L'initiation et la propagation de fissures dans le béton peuvent être suivies avec du SEM à haute température [14, 15],comme illustré à la figure III.6.

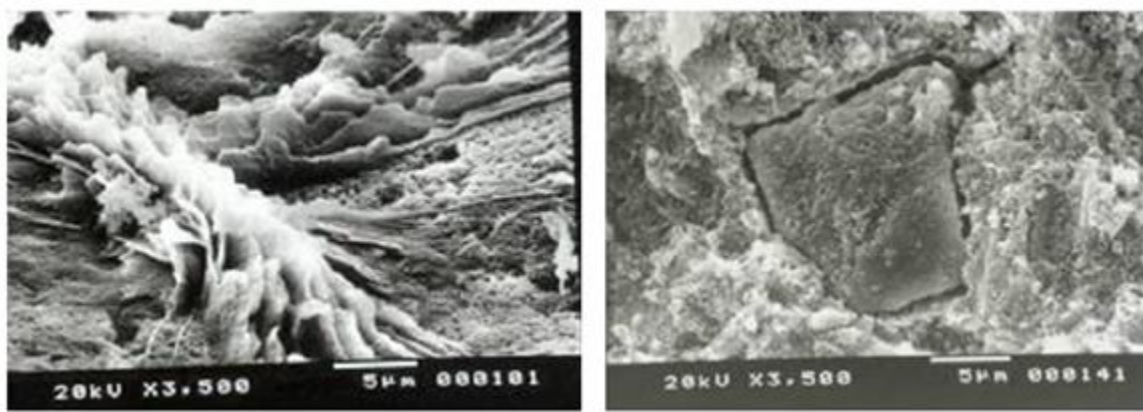


Figure III. 5. Modifications de la microstructure du HPC. a) Portlandite déshydratée à 500 ° C dans le béton OPC C60. b) Modification d'un agrégat de gabbro et d'une pâte de ciment dans un béton C70 après 600 ° C [14].

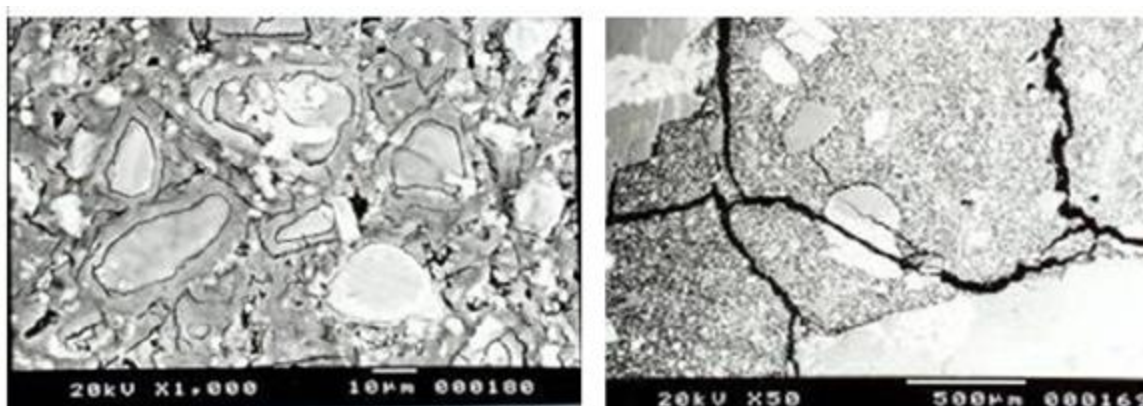


Figure III. 6. Modifications de la microstructure du HPC. a) Déshydratation de la pâte de ciment et des grains anhydres C60 après 500 ° C et b) Microfissuration dans une pâte de ciment déshydratée et des agrégats dans du béton à 90 ° C (C90) après 500 ° C [14].

- Evolution des granulats

Les granulats occupant un volume important dans le béton (environ 60 à 80%), il est généralement reconnu que le transfert de chaleur du béton dépend principalement de la nature des granulats [16]. Les caractéristiques minéralogiques des agrégats affectent grandement la conductivité du béton: les basaltes et les dolérites ont une faible conductivité, les calcaires et les granites se situent dans la moyenne, tandis que les quartzites et les grès présentent les conductivités les plus élevées [17]. La conductivité thermique des roches communément utilisées comme agrégats dans le béton varie de 1 à 9 W / mK [18]. À température ambiante, les bétons constitués d'agrégats contenant du quartz (agrégats siliceux) ont une conductivité thermique supérieure à celle des bétons constitués d'agrégats calcaires (béton calcaire) [9, 19]. La teneur en humidité et la porosité du béton ont également une influence sur la conductivité thermique.

La conductivité thermique du béton HSC, avec des agrégats siliceux et carbonatés, est illustrée à la figure III.8 en fonction de la température. La conductivité thermique des types de béton d'agrégats siliceux et carbonatés décroît avec l'augmentation de la température. La conductivité thermique du béton de granulats siliceux est supérieure à celle du béton de carbonate dans l'intervalle de températures de 200 à 800 °C.

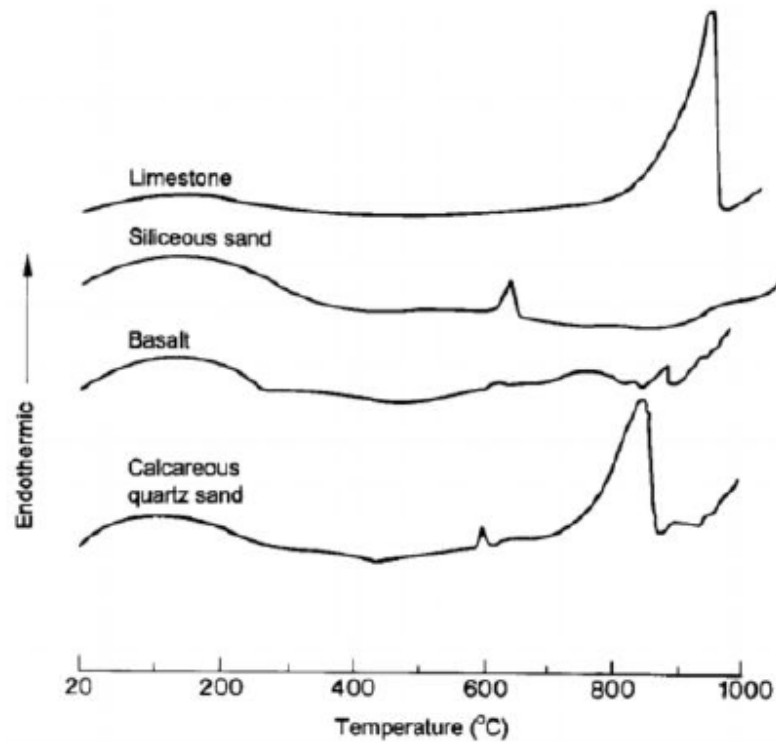


Figure III. 7. Courbes ATD de quatre types de granulats (10°C/min) [20].

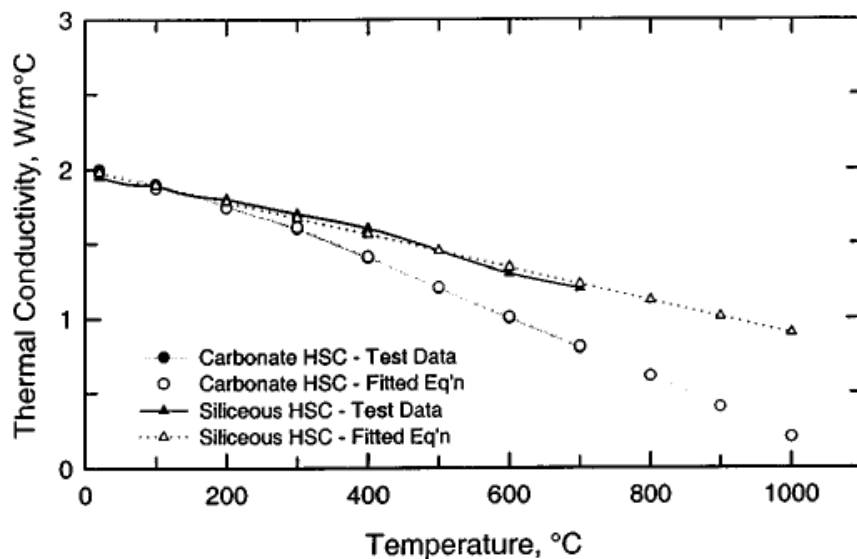


Figure III. 8. Conductivité thermique du béton à haute résistance suivant l'effet du type d'agrégat [16].

Evolution des propriétés physiques

La variation de la température influe sur les propriétés physiques du béton en déclenchant des phénomènes sur le transfert du béton. La perméabilité et la porosité évoluent sous l'effet de la température. Beaucoup de travaux ont prouvé l'augmentation de ces deux paramètres après l'exposition du béton à des températures très élevées [21-27].

Il y a des interactions évidentes entre les propriétés physiques et mécaniques, par exemple, une grande porosité et perméabilité va induire, dans la plupart des cas, une faiblesse du matériau en matière de résistance mécanique.

Porosité

L'augmentation de la température à des niveaux très élevés, déclenche un processus important qui est le départ d'eau libre, par conséquent augmente le volume poreux du béton et crée des microfissures, plusieurs travaux dans ce domaine ont été menés afin de démontrer la relation entre l'augmentation de la température et l'évolution de la porosité dans le béton [27-30], des résultats [31] ont montré que la hausse du réseau de fissuration macroscopique induit par la température et la modification de la distribution de la taille des pores. En conséquence, les propriétés de transport ont été modifiées par traitement thermique. Ces modifications s'expliquent principalement par l'augmentation de la porosité capillaire.

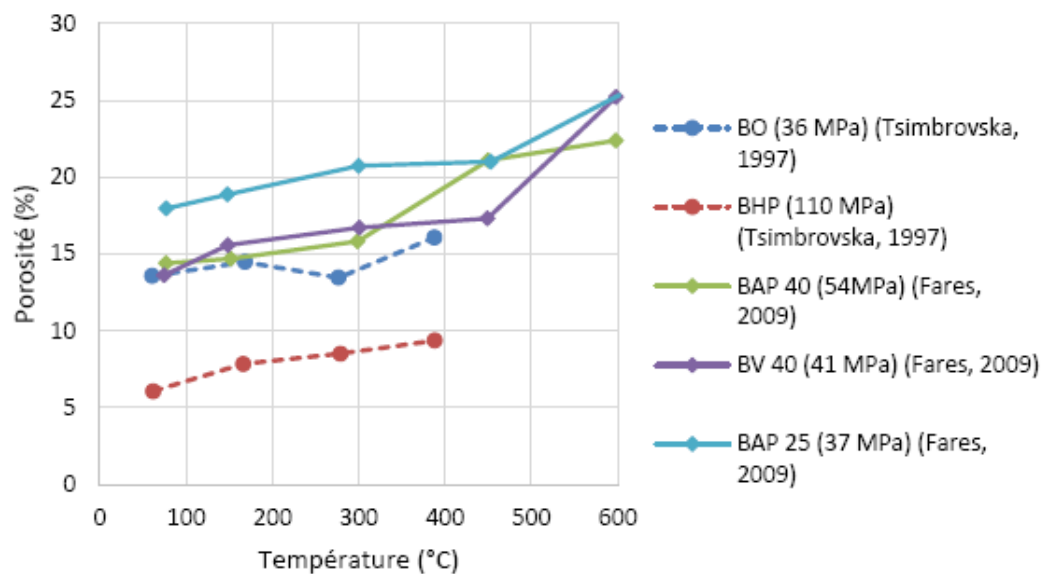


Figure III. 9. Evolution de la porosité de différents bétons en fonction de la température [32, 33].

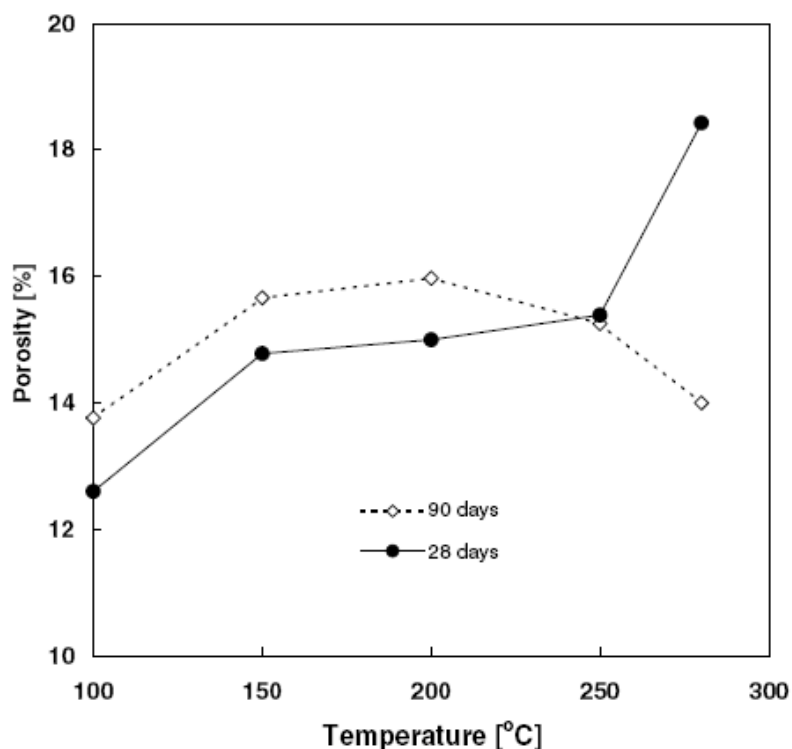


Figure III. 10. Effet de la température sur la porosité du béton [30].

Perte de masse

Quantitativement, la perte de masse, lors du chauffage, est principalement liée au séchage du béton jusqu'à 400 ° C et au contenu dans les pores et les hydrates et à la décarbonatation. La figure III.11 présente un résultat typique [34]. Cependant, les résultats de perte de poids pendant le chauffage dépendent des constituants du béton testé ainsi que de la procédure expérimentale utilisée (conditions de mûrissement comprenant le temps de mûrissement, les tailles de l'éprouvette, la vitesse et le niveau de chauffage, les conditions de refroidissement, etc.).

La figure III.12 présente l'évolution de la perte de masse de différentes compositions de béton avec et sans fibres de polypropylène au cours du chauffage [24]. Il est important de noter que les limites de température varient suivant les auteurs.

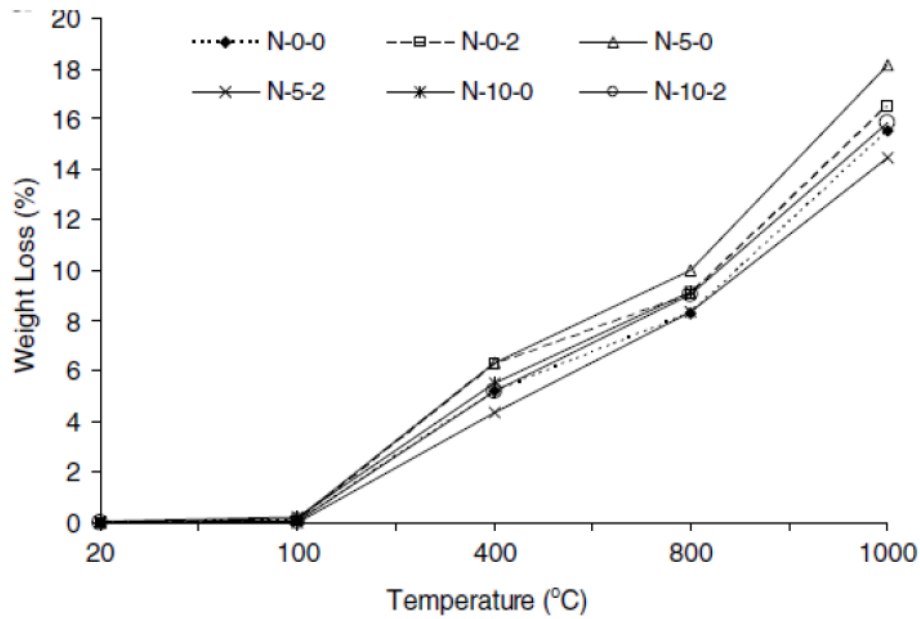


Figure III. 11. Perte de masse après exposition à une température élevée [34].

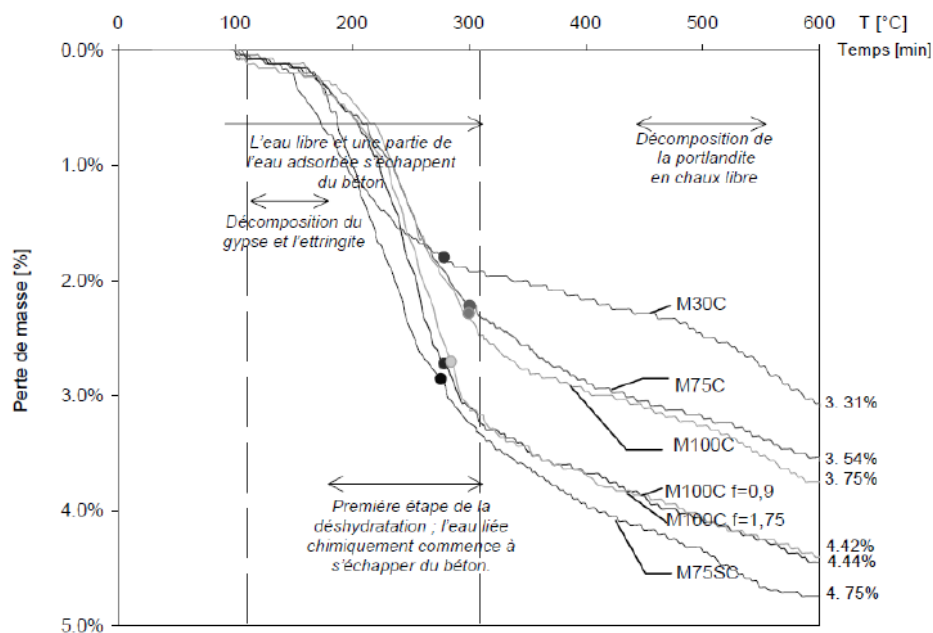


Figure III. 12. Pertes de masse des bétons déterminées durant le chauffage de 20°C à 600°C à la vitesse de 1°C/min. Les points indiquent la valeur de la teneur en eau obtenu par séchage à 105°C [24].

(b) Perméabilité

La perméabilité est une mesure de la facilité avec laquelle les substances sont transportées en raison d'un différentiel de pression. La perméabilité des bétons dépend fondamentalement de la porosité de la pâte de ciment. La majorité des recherches traitant de l'évolution de la perméabilité des bétons avec la température ont montré une augmentation de la perméabilité du matériau avec l'élévation de la température. Cette augmentation est franche

à partir de températures de l'ordre de 100 °C. La perméabilité des matériaux à base de ciment (mortier ou béton de ciment) peut être déterminée par des tests utilisant des fluides incompressibles (liquides) et / ou des fluides compressibles (gaz). Un large éventail de techniques expérimentales, utilisées sur site (tests in situ) ou en laboratoire (tests de laboratoire) ont été proposées dans la littérature [35]. Pour caractériser la perméabilité effective du béton à un fluide, plusieurs éléments sont nécessaires: les coefficients de perméabilité intrinsèque du fluide concerné, la dépendance de la perméabilité au degré concret de saturation de la phase liquide [36-39] et le degré de saturation du béton. [32] Ont étudié l'influence de la température élevée sur la perméabilité intrinsèque K [m²] du béton, résultats présentés dans la figure III.13.

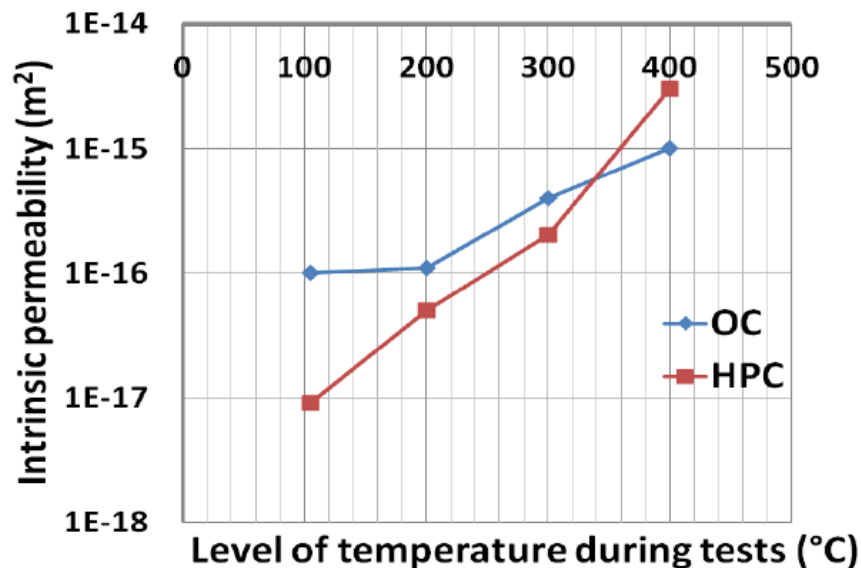


Figure III. 13. Variation de la perméabilité intrinsèque avec la température , OC: béton ordinaire (36MPa), HPC: béton à haute performance (110MPa) [32].

(d) Evolution de la densité apparente

La déterminer la masse volumique apparente des bétons testés. A travers la même étude [40], la variation de la densité avec la température a été étudiée (Voir figure III.14). Les auteurs constatent une faible diminution de la densité du bétons dans la gamme des températures entre 100°C et 400°C à cause de l'expansion thermique du matériau et du départ de l'eau [27].

Selon l'Eurocodes EN 1992-1-2:2004 [41], la variation de la masse volumique avec la température est influencée par la perte d'eau et est définie comme suit :

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) = \text{densité de référence} \quad \text{pour } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(1 - \frac{0.02(\theta - 115)}{85}\right) \quad \text{pour } 115^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 200^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0.98 - \frac{0.03(\theta - 200)}{200} \right) \quad \text{pour } 200^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 400^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0.95 - \frac{0.07(\theta - 400)}{800} \right) \quad \text{pour } 400^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

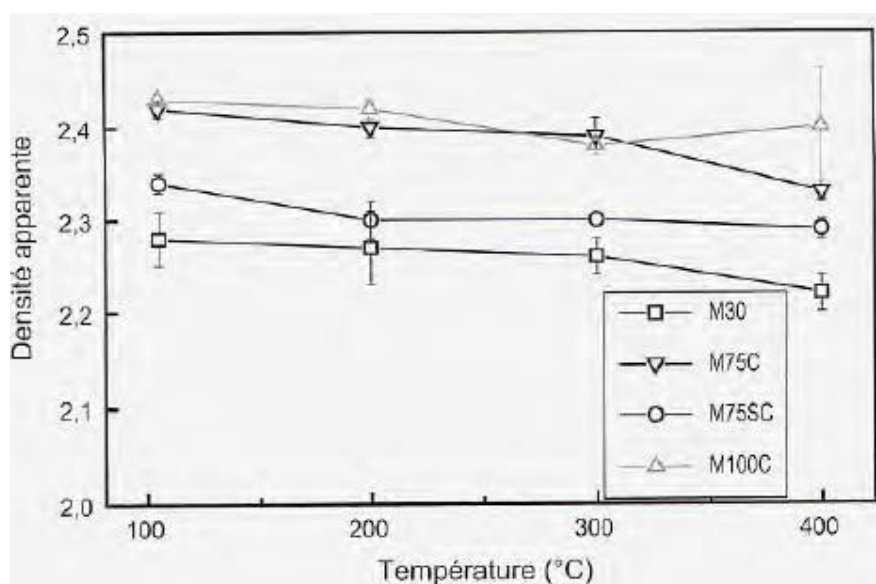


Figure III. 14. Densité apparente des bétons du Projet National BHP 2000 [40].

III.3.1.2 Evolution des propriétés thermiques du béton à hautes températures

Les propriétés thermiques influencent la distribution de la température dans une structure d'un bâtiment ou bien un ouvrage d'art construit en béton armé.

Conductivité thermique

La conductivité thermique est la capacité d'un matériau à conduire la chaleur. Les modifications physiques et chimiques que subit le béton pendant le chauffage se traduisent aussi par une diminution de conductivité thermique.

La conductivité thermique mesurée de HSC, SCC et FAC est tracée sur la figure III.15 en fonction de la température. La conductivité thermique de ces trois types est comprise entre 2,4 et 3 : 3 W = m ° K à la température ambiante. Pour les trois bétons, conductivité thermique à 400 ° C, elle reste alors presque constante entre 400 et 500 ° C et diminue à nouveau jusqu'à 800 ° C. Cette évolution de la conductivité thermique peut être attribuée à la variation de la teneur en humidité avec l'augmentation de la température [42]. La forte pente initiale de la conductivité thermique jusqu'à 400 ° C peut être attribuée à une perte d'humidité plus rapide, résultant de l'évaporation de l'eau de congélation et de l'eau interstitielle dans le béton avec une élévation de température [17]. La différence de conductivité thermique entre 400 ° C et 500 ° C est imputable à la dissociation de petites quantités d'énergie. Au-delà de 500 ° C, il se produit une lente diminution de la conductivité thermique en raison de la libération d'une

petite quantité d'humidité fortement retenue dans les couches d'hydrate de silicate de calcium (CSH).

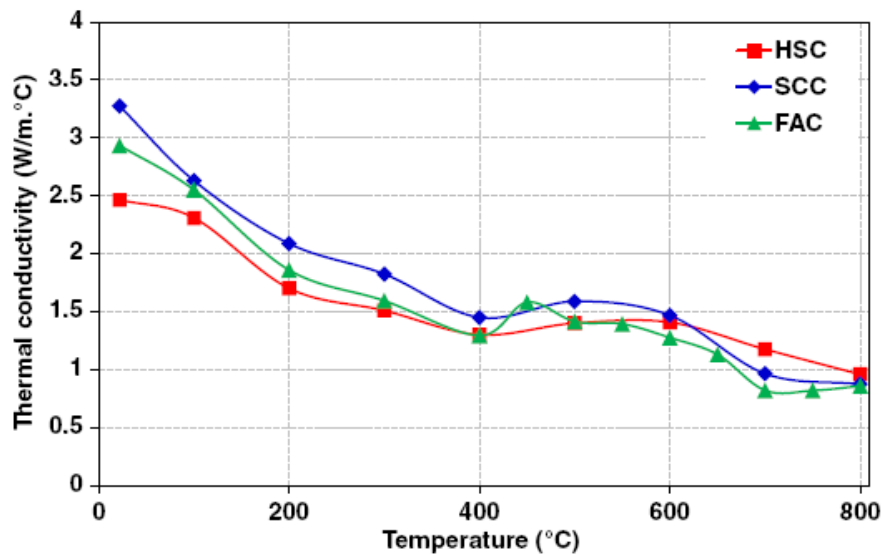


Figure III. 15. Conductivité thermique mesurée en fonction de la température pour différents types de béton [17].

Chaleur spécifique

La chaleur spécifique est la capacité thermique d'un matériau qu'il absorbe pour augmenter la température d'un degré Celsius. Dans le cas du béton, c'est la capacité thermique du béton. La chaleur spécifique est mesurée en joules par kg par degré Celsius. Les propriétés minérales des granulats affectent la chaleur spécifique du béton.

La chaleur spécifique pour tous les types de béton, comme indiqué à la figure III.16, reste presque constante jusqu'à 300 ° C, puis augmente entre 650 ° C et 800 ° C. il y a une relation linéaire entre la chaleur spécifique et la température. Le béton contenant des cendres volantes présente des valeurs légèrement supérieures de chaleur spécifique pendant toute la température, par rapport aux autres types de béton. Cela pourrait être attribué aux caractéristiques variables de la perméabilité du béton. Ce résultat fait référence à la perméabilité du béton de cendres volantes sont moins perméables par rapport aux autres bétons [17]. Par conséquent, une chaleur supplémentaire est absorbée pour libérer de l'eau liée dans les bétons moins perméables, ce qui empêche le béton à base de cendres volantes d'atteindre des valeurs de chaleur plus élevées. La chaleur spécifique de tous les bétons diminue de 700 ° C à 800 ° C. Cela explique que, au-delà de la température supérieure, le béton lui-même se décompose du solide au liquide. Des recherches antérieures ont également montré que la chaleur spécifique du béton est affectée par des processus physico-chimiques se produisant dans la pâte de ciment et s'agréant au-dessus de 600 ° C [17].

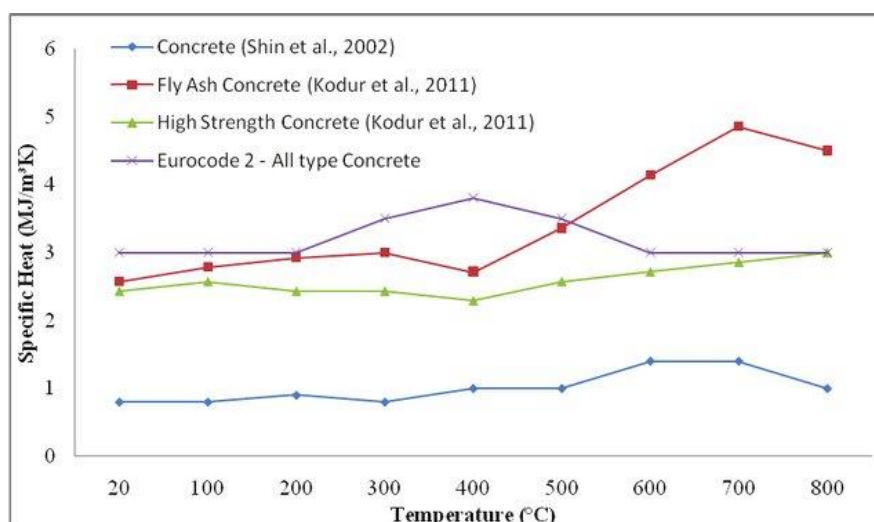


Figure III. 16. Chaleur spécifique à température élevée de différents types de béton d'après [43].

III.3.1.3 Evolution des propriétés mécanique du béton à des températures élevées

En raison de la température plus élevée, plusieurs changements en termes de propriétés mécaniques ont été observés dans le béton. Par exemple, la résistance à la compression, le module d'élasticité, la résistance à la traction et la durabilité du béton diminueront de manière significative à haute température.

Résistance en compression

Il est établi depuis longtemps que la résistance à la compression et le module d'élasticité du béton structural diminuent avec l'exposition aux températures élevées [44]. L'ampleur et la variation de la réduction de ces propriétés avec la température sont influencées par une multitude de facteurs, ce qui entraîne une large dispersion des résultats expérimentaux. En conséquence, une vaste étude bibliographique a été réalisée pour déterminer les facteurs gouvernant les propriétés d'élasticité, de résistance à la température, de déterminer les conditions d'exposition limites à utiliser pour élaborer un programme d'essais et d'établir des relations fiables et représentatives.

[45, 46] Ont exploré dans leurs publications classiques de 1920-1922 les facteurs pouvant influencer sur la résistance du béton à des températures élevées. Ils ont probablement été les premiers à apprécier le rôle potentiellement destructeur de l'incompatibilité thermique entre l'agrégat et la pâte de ciment. Sur la base d'une analyse des contraintes élastiques d'un seul grain de sable sphérique en expansion entouré d'une coque de pâte de ciment qui rétrécissait, ils ont conclu que "théoriquement, le béton devrait se décomposer à environ 100 ° C", mais il a également noté qu'en réalité il augmente souvent en force jusqu'à environ 300 ° C.

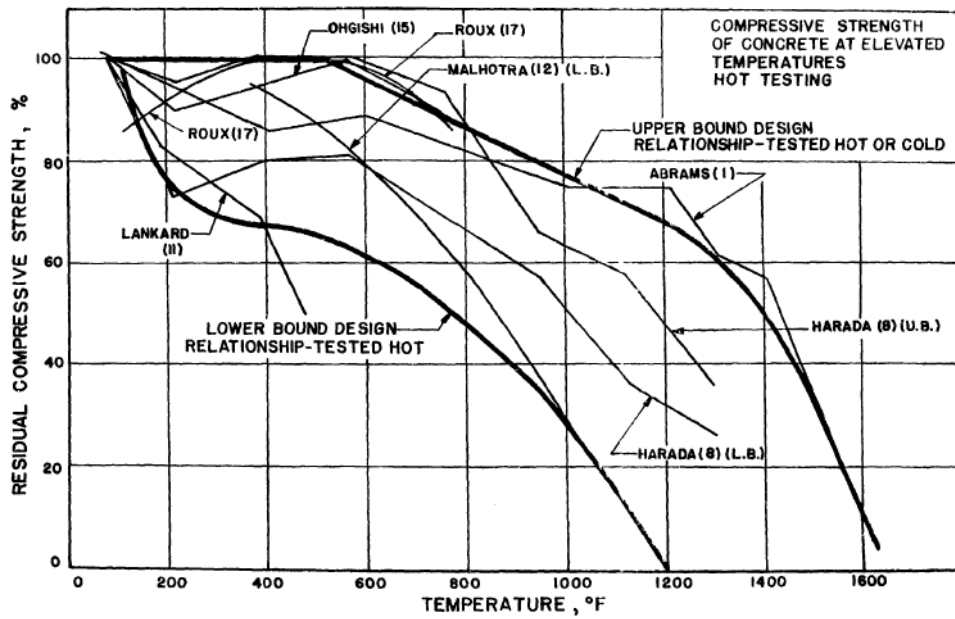


Figure III. 17. Effet de l'exposition à la température sur la résistance à la compression du béton – essais à chaud [44].

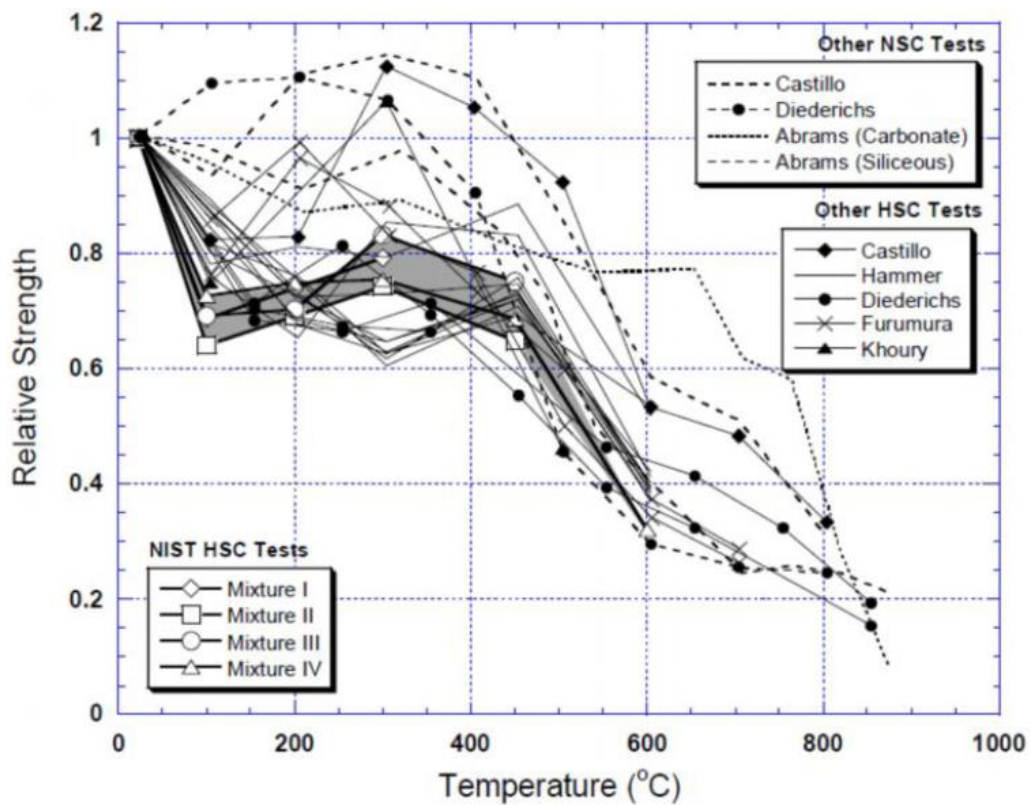


Figure III. 18. Evolution de la résistance en compression relative des bétons avec la température [47].

Résistance en traction

La résistance à la traction du béton est bien inférieure à la résistance à la compression, en raison de la facilité avec laquelle les fissures peuvent se propager sous des charges de traction [48]. Le béton a une tension faible et pour le NSC, la résistance à la traction ne représente que 10% de sa résistance à la compression et, pour les HSC, le rapport de résistance à la traction est encore réduit. Ainsi, la résistance à la traction du béton est souvent négligée dans les calculs de résistance à des températures ambiantes et élevées. Cependant, il s'agit d'une propriété importante, car la fissuration dans le béton est généralement due à des contraintes de traction et les dommages structurels de l'élément en traction sont souvent générés par la progression de la microfissuration [48]. Dans des conditions d'incendie, la résistance à la traction du béton peut être encore plus cruciale dans les cas où un éclatement induit par le feu se produit dans un élément structurel en béton [49]. La résistance à la traction du béton dépend de facteurs presque identiques à ceux de la résistance à la compression du béton [50]. La figure III.19 illustre la variation du rapport de résistance à la rupture en traction du NSC et du HSC en fonction de la température, comme indiqué dans de précédentes études et selon les dispositions de l'Eurocode [41, 51-53]. Le rapport entre la résistance à la traction à une température donnée et celle à la température ambiante est représenté à la figure III.19. La partie ombrée de cette représentation graphique montre une plage de variation de la résistance à la traction par scission, obtenue par divers chercheurs pour le CSN avec des agrégats conventionnels. La résistance à la traction du NSC avec la température peut être attribuée à la faible microstructure du NSC, ce qui permet d'initier des microfissures. À 300 °C, le béton perd environ 20% de sa résistance à la traction initiale. Au-dessus de 300 °C, la résistance à la traction du NSC décroît rapidement en raison de dommages thermiques plus prononcés sous la forme de microfissures et atteint environ 20% de sa résistance initiale à 600 °C.

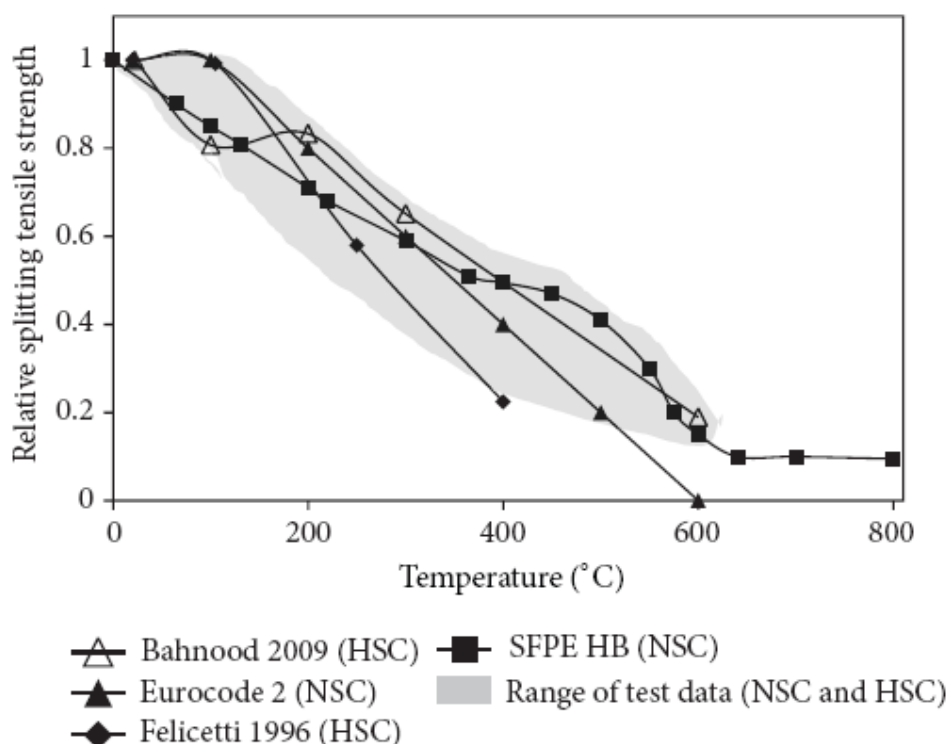


Figure III. 19. Variation de la résistance à la traction par fente relative du béton en fonction de la température [54].

Relation contrainte-déformation du béton à haute température

Les recherches portant sur la relation contrainte – déformation du béton à des températures élevées sont limitées. Une relation linéaire est largement utilisée pour représenter le comportement avant la fissuration. Après la fissuration, [55] a suggéré d'utiliser une branche dégradante linéaire reliant le point de fissuration et un point situé sur l'axe horizontal avec une déformation de 0,004. La ténacité est souvent utilisée pour définir la branche ramollissante. [56] a évalué la ténacité résiduelle du béton refroidi après chauffage à 600 °C. Des recherches similaires sont nécessaires pour évaluer la ténacité du béton après chauffage à différentes températures et avant refroidissement. La figure III.20 représente les courbes contrainte-déformation à différentes températures pour un béton ayant une résistance de 35 MPa. Selon les travaux effectués par [57] on remarque que plus la température est élevée, plus la charge maximale apparaît rapidement, il y a donc localisation de la déformation plastique.

Des études récentes montrent que les courbes produisent des résultats conservateurs. Si le béton joue un rôle primordial dans la détermination de la résistance au feu, comme c'est le cas, par exemple, dans les éléments en béton de construction protégés.

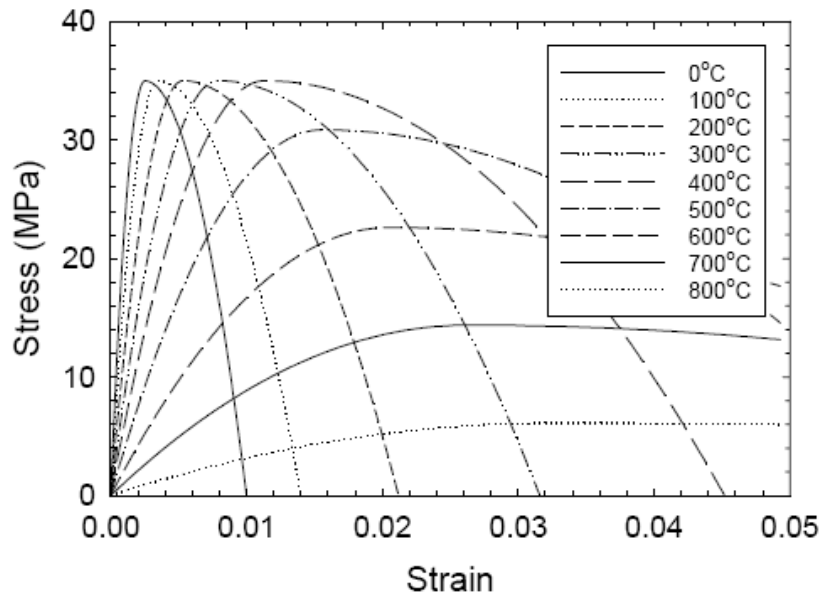


Figure III. 20. Courbes contrainte-déformation du béton 35 MPa à différentes températures [57].

III.3.2 Comportement du matériau composite FRP en fonction de la température

Pour réussir à mettre en œuvre des composites de FRP dans la construction d'infrastructures de génie civil, les performances des composites de FRP à température élevée et au feu doivent répondre aux exigences correspondantes telles que l'adéquation de la structure, l'intégrité et l'isolation [58]. Le comportement thermophysique et thermomécanique d'un composite de FRP dépend principalement de son composant résineux. L'état de la matière et les propriétés de la matière d'un composite polymère restent assez stables dans la plage de basses températures avant la transition vitreuse de la résine, Cependant ils subissent des modifications importantes. Lorsque la température augmente, la résine se décompose, ce qui entraîne d'autres modifications de la matière. État et propriétés de matériau.

L'utilisation croissante des composites de polymères renforcés de fibres (FRP) dans les grandes applications structurelles nécessite une meilleure compréhension des changements progressifs des propriétés thermophysiques et thermomécaniques ainsi que des réponses thermiques et mécaniques interdépendantes des matériaux composites FRP lorsqu'ils sont soumis à des températures élevées et au feu.

III.3.2.1 États des matériaux composites de FRP sous des températures élevées

Comme le montre la figure III.21, la résistance du carbone et du verre, en tant que matériaux fibreux les plus utilisés dans les composites de FRP, diminue jusqu'à moins de 10% lorsque la température atteint 200 ° C. Jusqu'à la même température, la plupart des matériaux

polymères ne peuvent plus fournir de capacité de charge. En tant que composition de fibres et de résine polymère, les propriétés mécaniques des composites de FRP varient également de manière significative lorsqu'elles sont soumises à des températures élevées (voir Figure III.21). Les variations sont notamment dues à la matrice polymère.

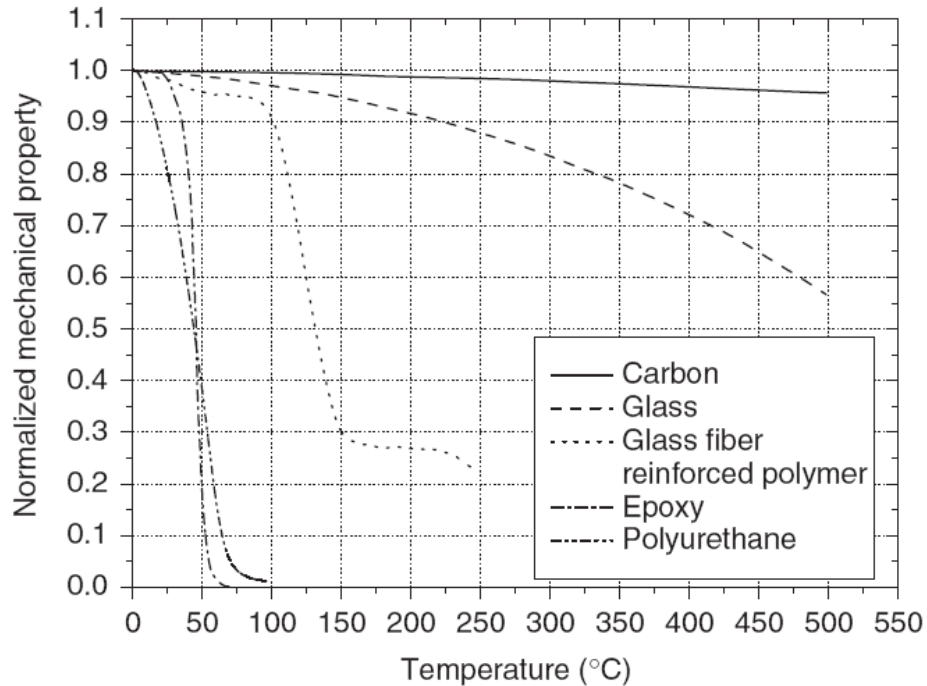


Figure III. 21. Dégradation mécanique en fonction de la température pour les fibres typiques (résistance), les polymères et les composites (rigidité), valeurs normalisées par celles à 20 ° C. Données reproduites de [59-62] d'après [63].

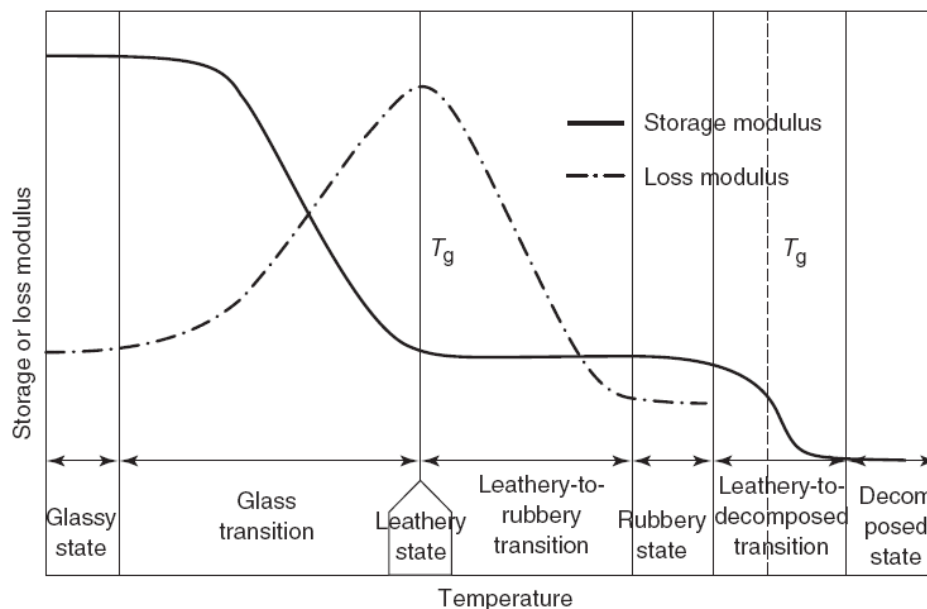


Figure III. 22. Définition des différents états et transitions des matériaux thermodurcissables [61].

Comme le montre la figure III.22, la partie réelle du module mécanique complexe est appelée module de stockage représentant l'énergie stockée dans le système (c'est-à-dire l'énergie élastique caractérisée par le module E), tandis que la partie imaginaire est appelée module de perte représentant perte d'énergie dans le système.

III.3.2.2 Propriétés thermophysiques des composites de FRP

Les propriétés thermophysiques, telles que la masse ou la densité, la capacité thermique spécifique et la conductivité thermique, subissent des modifications importantes au cours d'un processus de chauffage. De nombreux travaux expérimentaux et de modélisation ont été menés pour caractériser les propriétés du matériau thermophysique dépendant de la température à différents stades (par exemple, au-dessous et au-dessus de la transition vitreuse et de la température de décomposition T_g et T_d).

Perte de masse

Il y a plusieurs modèles pour suivre l'évolution du changement massique des composites FRP par (modèle de décomposition, analyse thermogravimétrique et estimation des paramètres cinétiques),

Une expérience a été menée par [64] à une température ambiante de $550\text{ }^\circ\text{C}$ dans une atmosphère atmosphérique. Quatre vitesses de chauffage ($2,5$, 5 , 10 et $20\text{ }^\circ\text{C min}^{-1}$) ont été utilisées pour cette étude. La taille de l'échantillon de matériau a été maintenue constante pour toutes les analyses: $5,3 \pm 0,4\text{ mg}$ et les résultats sont présentés à la figure III.23 [64].

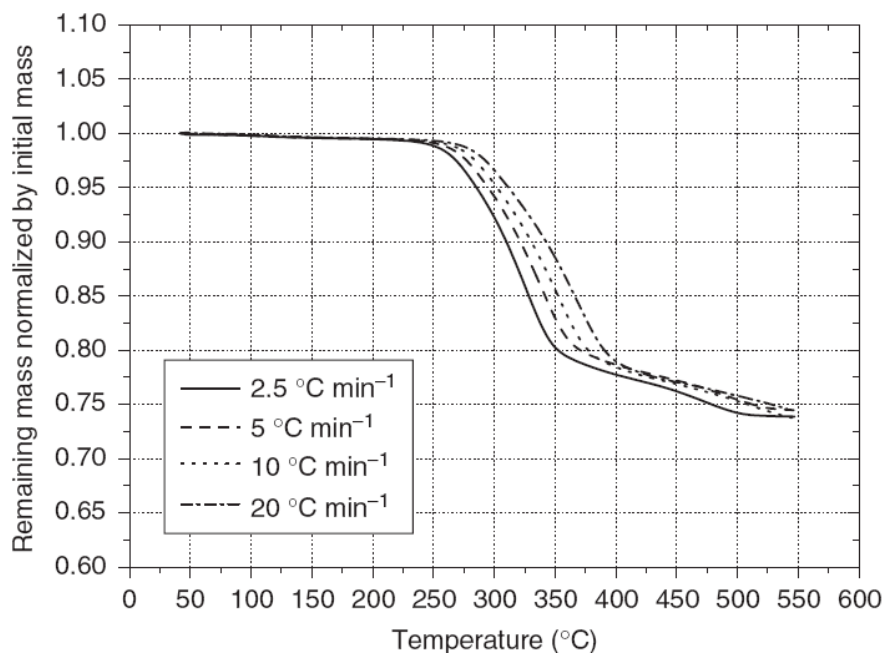


Figure III. 23. Données TGA d'un matériau composite de polyester renforcé de fibres de verre E à différentes vitesses de chauffage [64].

Conductivité thermique

À une température spécifiée, la conductivité thermique des matériaux composites en PRF dépend des propriétés des constituants à cette température ainsi que du contenu de chaque constituant. En conséquence, si la conductivité thermique dépendante de la température est connue pour les fibres et la résine, la propriété du matériau composite peut être estimée. Selon l'interprétation graphique [63] la conductivité thermique initiale dans la plage de température inférieure à 200 ° C environ est vérifiée par le résultat expérimental à la température ambiante. Lorsque la température augmente et se rapproche de T_d , au début (environ 255 ° C), la résine commence à se décomposer. Au cours de ce processus, des gaz sont générés et remplissent les espaces de la résine décomposée et entre les couches de fibres délaminantes, présentant une diminution rapide de la conductivité thermique dans la plage de températures de 200 à 400 ° C.

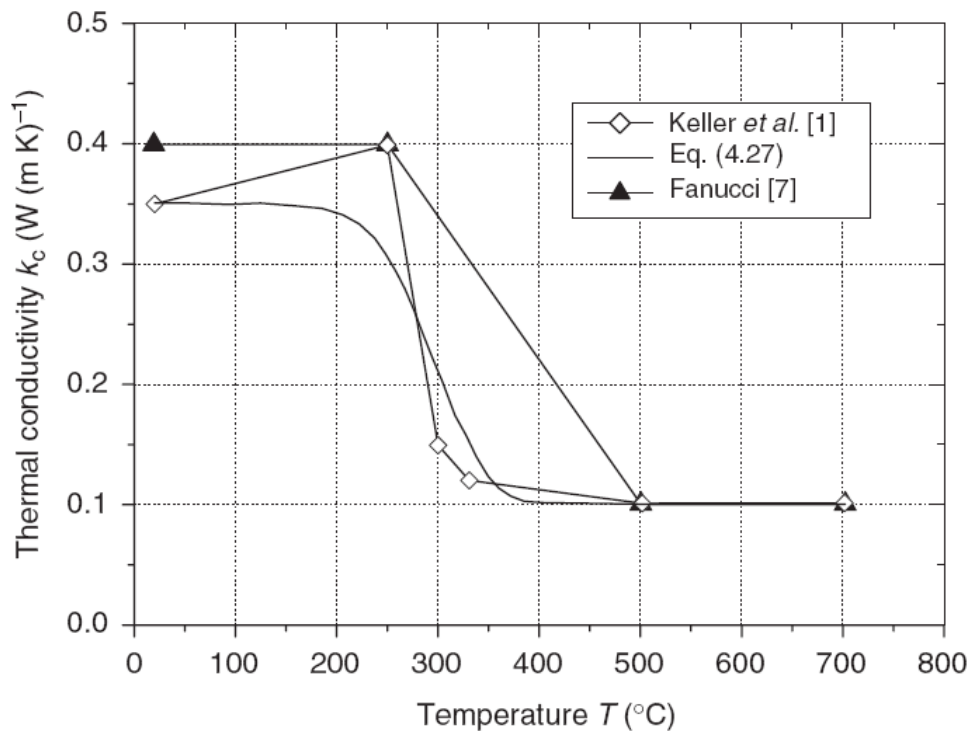


Figure III. 24. Comparaison des modèles de conductivité thermique en fonction de la température [65].

Chaleur spécifique

La capacité calorifique spécifique réelle d'un matériau est définie comme la quantité de chaleur nécessaire pour élever la température d'une masse spécifiée d'une température spécifiée.

Pour les composites, il peut être estimé sur la règle de mélange. Considérant à nouveau que le matériau est composé de deux phases - matériaux non décomposés et décomposés - la chaleur

totale H requise pour élever la température de T du matériau avec la masse M doit être égale à la somme de la chaleur requise pour élever la température de toutes ses phases au même niveau, comme indiqué dans l'équation ci dessous d'après [65]:

$$C_{p,c} = \frac{H}{\Delta T \cdot M} = \frac{C_{p,b} \cdot \Delta T \cdot M \cdot f_b + C_{p,a} \cdot \Delta T \cdot M \cdot f_a}{\Delta T \cdot M} = C_{p,b} \cdot f_b + C_{p,a} \cdot f_a$$

où $C_{p,c}$ est la capacité thermique spécifique du matériau composite, $C_{p,b}$ et $C_{p,a}$ sont les capacités thermiques spécifiques du matériau non décomposé et décomposé, f_b et f_a sont les fractions massiques dépendant de la température du matériau avant et après décomposition. Les équation numérotées (4.33) et (4.42) représentant les variations de la chaleur spécifique d'un type de fibre de verre en fonction de la température d'après [63] montrées dans la figure III.25 sont respectivement comme suit :

$$C_{p,a} = 896 + 0.879T \quad (J (kg K)^{-1})$$

$$\frac{C_V}{3Nk} \left(\frac{TE}{T} \right)^2 \frac{eTE/T}{\left(\frac{eTE}{T} - 1 \right)^2}$$

Comme le montre la figure III.25, la courbe théorique basée sur le modèle d'Einstein (équation (4.33)) donne une estimation raisonnable de la capacité thermique spécifique des fibres de verre d'après [63].

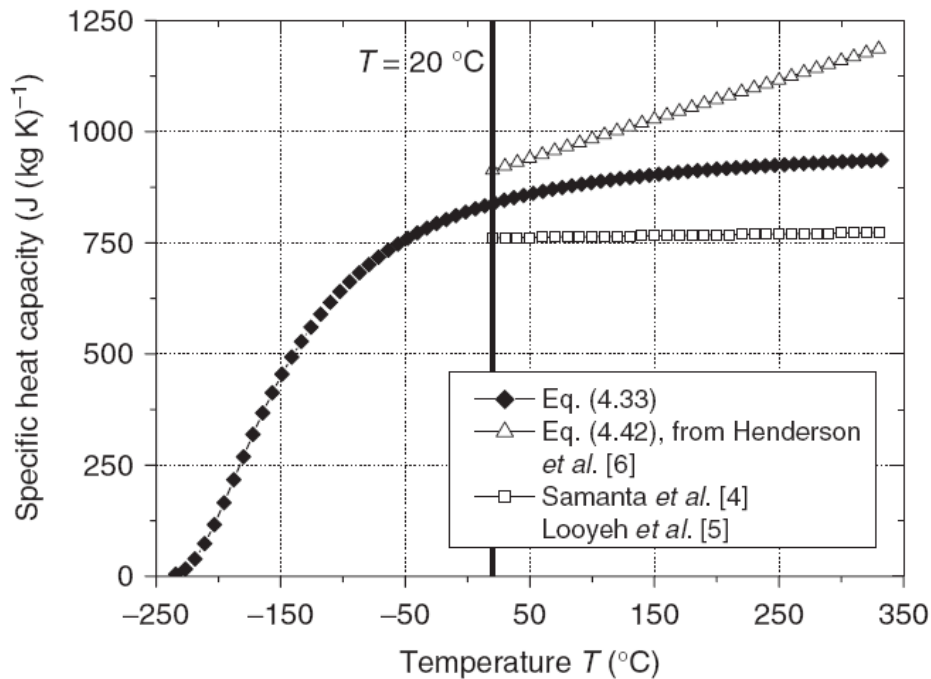


Figure III. 25. Comparaison des modèles de capacité thermique spécifique de fibres de verre E [65].

III.3.2.3 Propriétés thermomécaniques des composites de FRP

Les propriétés mécaniques des fibres étant beaucoup moins sensibles à l'exposition thermique que celles de la résine polymère, les effets de la température sur les propriétés mécaniques des composites de FRP sont principalement dominés par ceux de la résine polymère. Le module d'élasticité d'un polymère diminue de manière significative lorsque la température atteint et dépasse la température de transition vitreuse. Pour concevoir des structures avec des composants en FRP, il est nécessaire de décrire en détail les différents états de la matière et de modéliser avec précision l'évolution de la rigidité structurelle sur une large plage de températures, y compris la transition vitreuse et la décomposition de la résine polymère. En outre, afin de concevoir des structures porteuses sûres incorporant des composants en FRP, il convient de connaître la dégradation de la résistance dans une plage de températures étendue. Dans cette partie, l'approche de modélisation précédemment établie pour les propriétés thermophysiques sera étendue aux propriétés thermomécaniques des composites de FRP sous des températures élevées et au feu, notamment le module d'élasticité, le coefficient de dilatation thermique et les résistances au cisaillement, à la compression et à la traction.

Module d'élasticité

La modélisation des propriétés mécaniques en fonction de la température pour les matériaux en FRP a été lancée dans les années 1980. Dans de nombreux modèles suggérés [66-70], le module E a été décrit comme une fonction échelonnée de la température obtenue en reliant des points clés rassemblés de manière expérimentale, tels que la température de transition vitreuse T_g et la température de décomposition T_d . Les valeurs du module E à différentes températures ont été obtenues par DMA.

Plusieurs fonctions empiriques du module E dépendant de la température ont été proposées par [71-76].

L'équation suivante peut donc être obtenue pour décrire le module d'élasticité effectif:

$$E = E_g \cdot (1 - \alpha_g) + E_r \cdot \alpha_g \cdot (1 - \alpha_d)$$

Où E_g et E_r sont respectivement le module E pour les états vitreux et caoutchouteux. Afin de mettre en œuvre cette équation, les paramètres cinétiques impliqués doivent d'abord être identifiés.

Une comparaison avec les données DMA est présentée à la figure III.26. Une bonne correspondance a été trouvée dans la plage de température allant jusqu'à 250 ° C. Cet accord a également démontré que l'applicabilité de la simple règle du mélange est valable pour

l'estimation du module effectif. En outre, le changement du module E dans toute une plage de température peut être décrit, comme illustré à la figure III.26, et le deuxième étage descendant, résultant de la décomposition, peut également être capturé par le modèle.

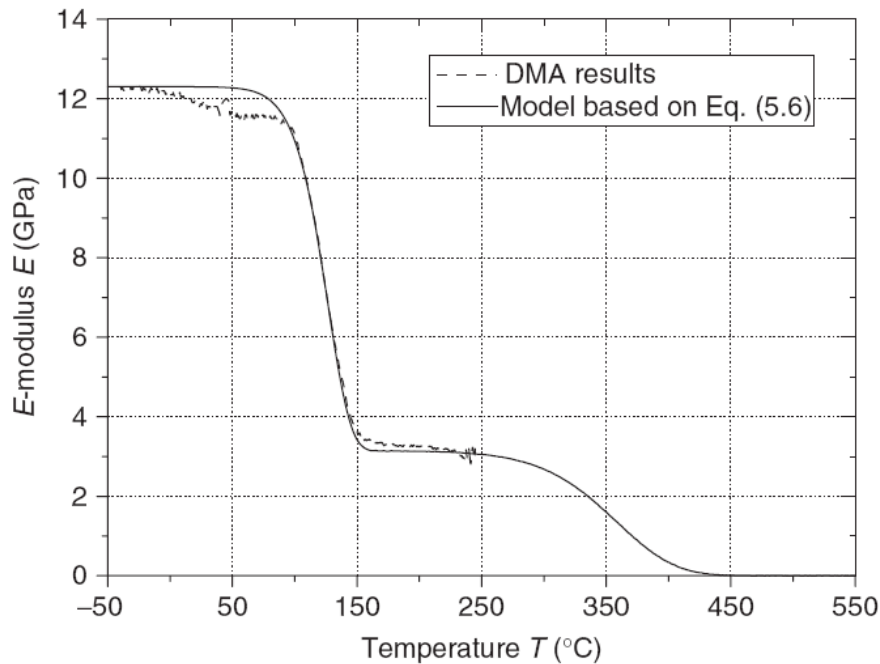


Figure III. 26. Comparaison du module E entre le modèle et les données DMA [61].

III.3.2.4 Résistance des composites frp à haute température

Les études sur la dégradation de la résistance sont relativement peu nombreuses. Les tests de traction et de compression ont été réalisés par [77] sur des stratifiés tissés de fibre de verre E et de résine vinylester à des températures comprises entre 20 et 300 ° C. La résistance à la traction de la résine vinylester pure entre 20 et 100 ° C et des faisceaux de fibres entre 20 et 650 ° C a également été mesurée. La dégradation des résistances à la traction des fibres et des stratifiés était similaire et beaucoup plus lente que celle de la résine pure. La résistance à la compression a diminué rapidement au-dessus de 50 ° C et est tombée à environ 2% de la résistance initiale au-dessus de 150 ° C. La résistance à la compression du matériau a été mesurée par [78] de la température ambiante jusqu'à 250 ° C. Des échantillons compacts d'une longueur de seulement 30 mm ont été découpés dans des sections de canaux en C de 100 mm \times 30 mm \times 4 mm. Les sections pultrudées sont constituées de fibres de verre E noyées dans une résine polyester isophtalique. Ils ont démontré que les propriétés de compression à des températures élevées dépendent grandement du ramollissement de la résine et que des modèles de matériaux raffinés sont nécessaires pour décrire le comportement.

Résistance au cisaillement

La résistance à la traction et le module de cisaillement de la matrice polymère influent principalement sur la résistance des matériaux de FRP à haute température. Des études sur les FRP à haute température ont suggéré que la résistance au cisaillement et la rigidité des matrices de polymères sont également des facteurs critiques dans les réductions observées de la résistance et de la rigidité globales des FRP.

Les valeurs de la résistance moyenne au cisaillement obtenues à différentes températures d'essai d'après [79] et sont présentées à la figure III.27. Les joints avec l'adhésif E1 ont maintenu leur résistance mécanique jusqu'à 90 ° C. Au-dessus de cette température, il y avait une diminution effective de la résistance au cisaillement. D'autre part, l'adhésif E2 présentait cette température de transition autour de 50 ° C. Il a également été observé que les défauts à des températures plus élevées se sont produits dans la majeure partie des adhésifs. Ce comportement peut être associé à la diminution de la résistance mécanique intrinsèque des adhésifs lorsque la température augmente. Une recherche qui a été menée par [80] sur la variation de la résistance au cisaillement d'une résine époxy en fonction de la température, les résultats obtenus présentés aux figures III.27 et III.28 montrent une diminution considérable de la résistance au cisaillement de cette résine à partir de sa température de transition vitreuse.

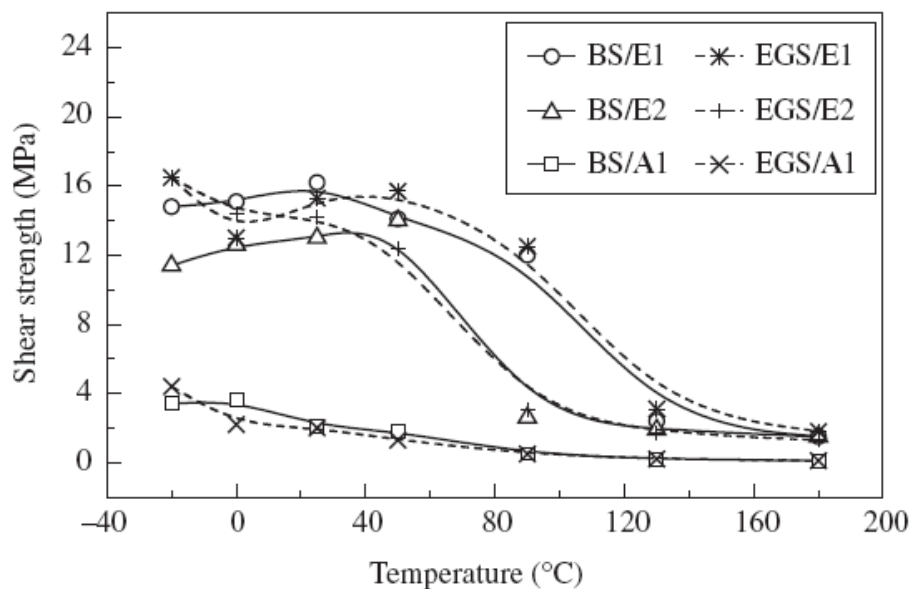


Figure III. 27. Effet de la température d'essai sur la résistance au cisaillement [79].

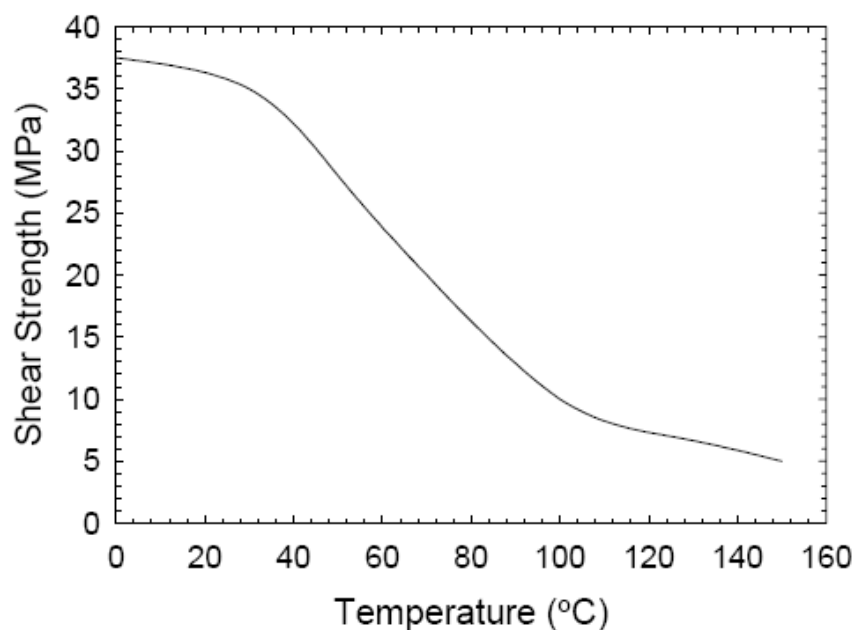


Figure III. 28. Variation de la résistance au cisaillement d'une résine époxy typique avec la température d'après [80].

Résistance à la traction

Selon [81] lorsque les matériaux composites sont soumis à une charge thermique, et soumis à une charge de traction ils peuvent présenter un comportement dominé par les fibres ou la résine. Dans une plage de température inférieure (en dessous du début de la transition vitreuse), il se produit une défaillance de la fibre et la résistance est dominée par la résistance à la traction de la fibre, indépendante de la température. À des températures plus élevées (au dessus du début de la transition vitreuse), les composants en traction peuvent présenter une défaillance dominée par la résine dans les régions de joint, ce qui peut être décrit par le modèle proposé. Une rupture de cisaillement se produit entre les couches de fibres dans la résine et réduit l'ancrage des fibres (couche de stratifils) à mi-profondeur des composants. Les courbes charge-déplacement pour différentes températures sont présentées dans la figure III.29. Les éprouvettes présentant un mode de rupture par traction jusqu'à 100 °C ont montré un comportement presque linéaire jusqu'à la rupture (perte de rigidité sécante en moyenne de seulement 16%).

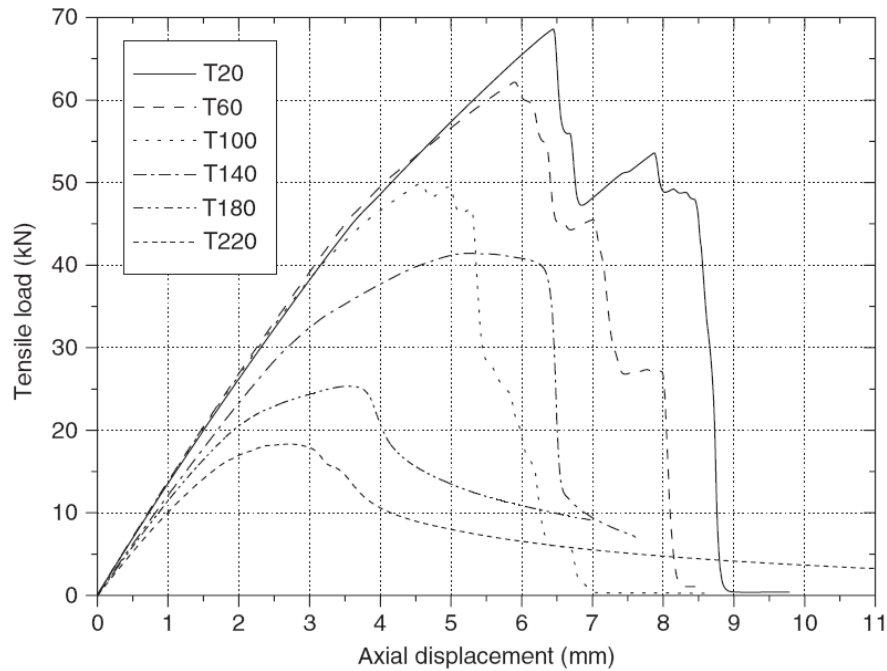


Figure III. 29. Courbes charge – déplacement pour différentes températures issues d'essais de traction [81].

Résistance à la compression

Les matériaux composites sous compression peuvent présenter un comportement dominé par les fibres ou la résine. Des études de la dégradation des matériaux composites FRP sous haute température ont été réalisées. Le mode de défaillance à toutes les températures est illustré à la figure III.30. Un écrasement local a été observé, qui n'a pas changé de manière significative avec la température. Puisque la résine est devenue plus molle à des températures plus élevées, la zone endommagée était plus petite qu'à des températures plus basses. Le mode de défaillance à 20 °C était similaire à celui observé dans [82] pour des échantillons similaires, où le mode était identifié comme un flambement local.



Figure III. 30. Mode de défaillance dans les expériences de compression à différentes températures [81].

Les courbes de déplacement axial de la charge sont illustrées à la figure III.31. La réponse linéaire jusqu'à la défaillance était similaire pour toutes les températures. Seules la force et la rigidité diminuent avec la température.

[81] a conclu d'après un modèle proposé sur la dégradation de la résistance de composites polymères renforcés de fibres en cas d'incendie que la dégradation de la résistance à la compression nominale en fonction de la température a tendance à suivre la limite de résistance inférieure définie par la règle inverse du mélange. La résistance à la compression nominale normalisée est inférieure à la résistance au cisaillement nominale normalisée à la même température.

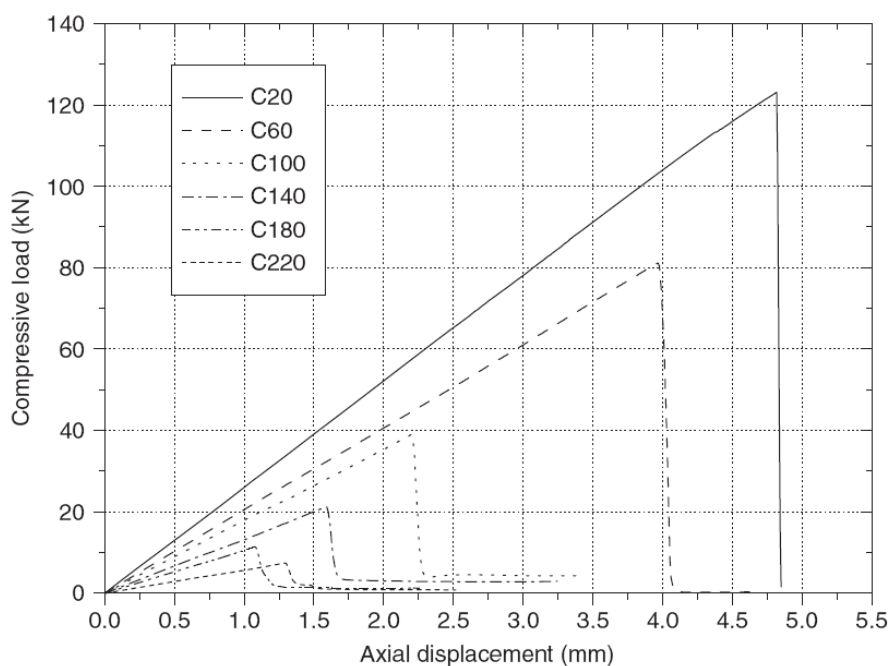


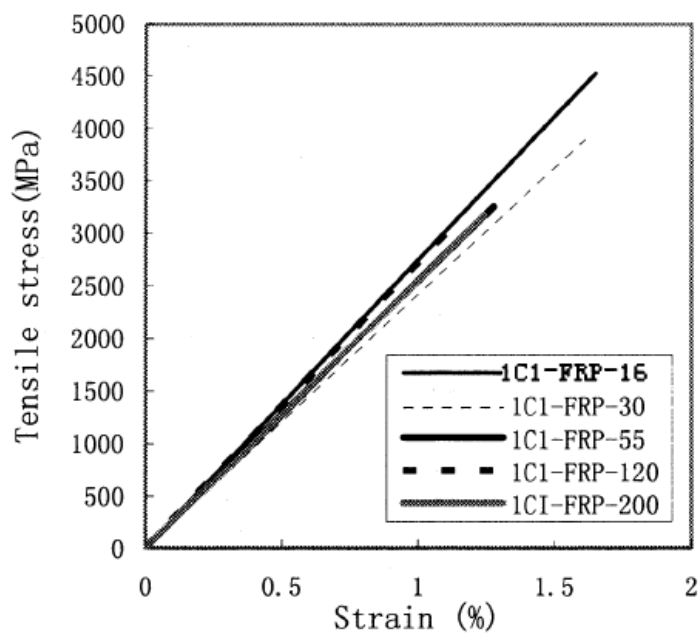
Figure III. 31. Courbes charge-déplacement axial pour différentes températures issues d'expériences en compression [81].

Relation contrainte déformation à haute température

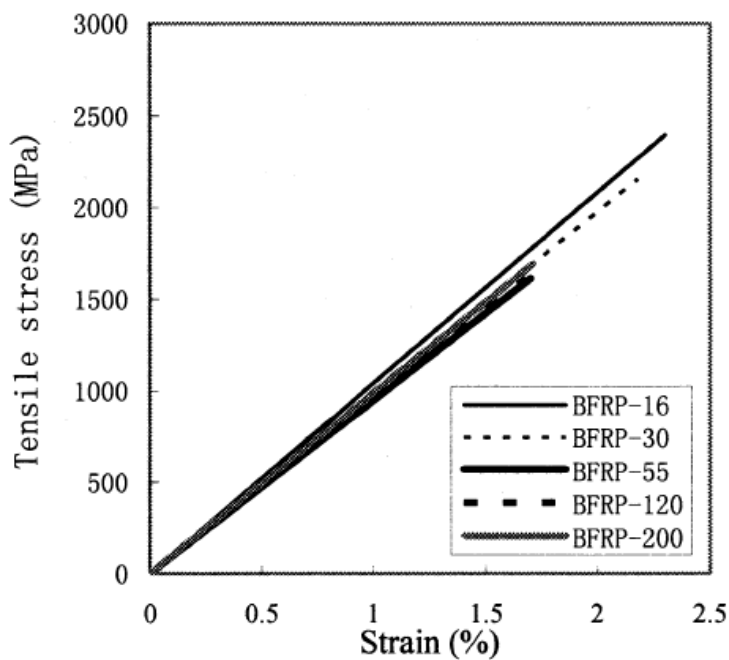
Peu de recherches expérimentales donnent des informations concernant la relation « contrainte-déformation », principalement en raison de la difficulté technique ou expérimentale de mesure de la déformation à des températures très élevées.

Cao et Wua [83] ont effectués une série d'essais de traction pour étudier les propriétés mécaniques de feuilles de polymère renforcées de fibres de carbone, de fibres de verre et de basalte à des températures comprises entre 16 et 200 °C. De plus, les feuilles de fibres non imprégnées correspondantes ont été testées à 16 °C comme référence. Les résultats montrent que la résistance à la traction de différentes feuilles de polymère renforcé de fibres (FRP) est réduite de manière significative avec une augmentation de la température. Cependant, la résistance à la traction des feuilles de FRP reste toujours une valeur résiduelle stable une fois que le polymère a atteint sa température de transition vitreuse (T_g), valeur supérieure à la résistance à la traction des feuilles de fibres non imprégnées. Les figures III.32a, b et c décrivent les courbes de contrainte-déformation typiques obtenues à partir des résultats de chargement-déplacement enregistrés pour les trois échantillons de feuille de fibre différents. On peut constater que les relations de contrainte-déformation de 12 °C à 200 °C sont presque linéaires jusqu'à l'échec. En outre, à partir de ces parcelles, il est évident qu'il n'y a pas de changement évident dans module d'élasticité des feuilles de PRF avec une augmentation les températures. Ce résultat est attribué aux caractéristiques de fibres résistant à la température. Comme mentionné précédemment, les fibres de carbone, de basalte ou de verre peuvent

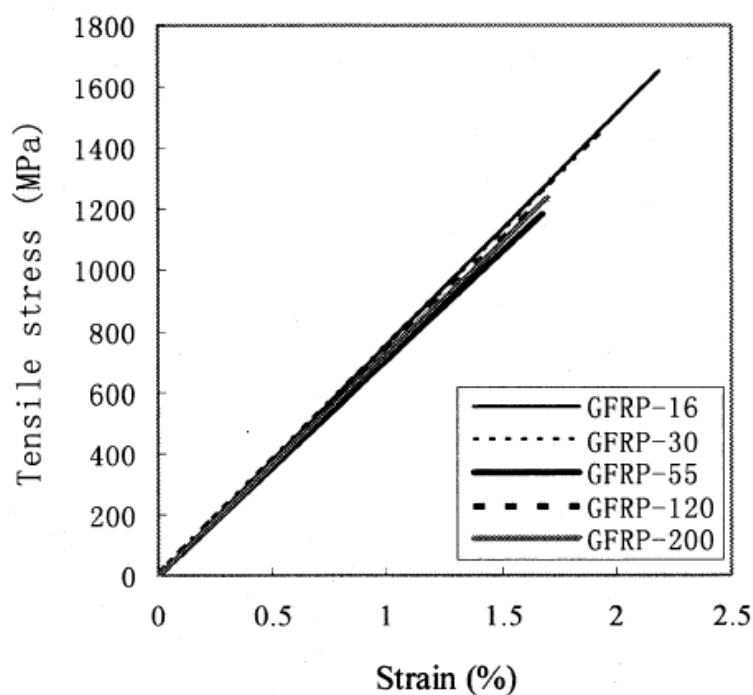
conserver toute la résistance et le module d'élasticité ci-dessous 200 °C, alors que la résine époxy ne le peut pas. En outre, le module élastique de la résine époxy est très inférieur au module d'élasticité de n'importe quelle fibre. Selon les règles de mélange de composites, la fibre est en charge de module d'élasticité des composites de FRP. Par conséquent, il est évident qu'il n'y a pas de changement évident dans le module d'élasticité de feuilles de FRP avec des températures croissantes.



(a)



(b)



(c)

Figure III. 32. Courbes de contrainte - déformation pour les feuilles de composites FRP à différentes températures , (a) CFRP , (b) BFRP , (c) GFRP [83].

III.4 Durabilité des composites exposés à des températures élevées et au feu

La résistance au feu est une propriété de durabilité importante des composites à matrice polymère utilisés dans les infrastructures civiles. L'utilisation de composites polymères a considérablement augmenté au cours des trois dernières décennies et la consommation annuelle actuelle de ces matériaux dans les bâtiments, les ponts et autres infrastructures est d'environ 350 000 tonnes aux États-Unis [84]. Les composites les plus couramment utilisés dans les infrastructures sont renforcés avec de la fibre de verre en raison de son coût relativement bas et de sa résistance élevée. La matrice organique des composites en fibre de verre est généralement un polyester, un ester vinylique ou un époxy polyvalent, encore une fois en raison de son faible coût et de ses bonnes propriétés mécaniques. Des composites de fibre de carbone plus coûteux sont utilisés dans des circonstances exceptionnelles, généralement lorsqu'une rigidité et une résistance à la fatigue importantes sont nécessaires pour le renforcement de sections de pont très chargées.

Le risque d'inflammabilité et d'incendie des matériaux composites sont déterminées par leurs propriétés de réaction au feu. Propriétés de réaction qui décrivent l'inflammabilité d'un matériau comprennent le temps à allumage, ce qui limite l'indice d'oxygène (LOI), le taux de dégagement de chaleur (HRR) et la vitesse de propagation de la flamme. Les

propriétés qui déterminent le risque d'incendie d'un matériau sont la densité de la fumée et la toxicité de la fumée. Cette partie de ce chapitre décrit les propriétés de réaction au feu pour les matériaux composites utilisés dans la construction civile.

Il y a ce qu'on appelle « le cycle de combustion des composites polymères » comme illustré dans la figure III.33. Le cycle ne s'arrête que lorsque la source de carburant est épuisée, c'est-à-dire lorsque la matrice organique est complètement décomposée ou que l'oxygène est épuisé à un niveau bas.

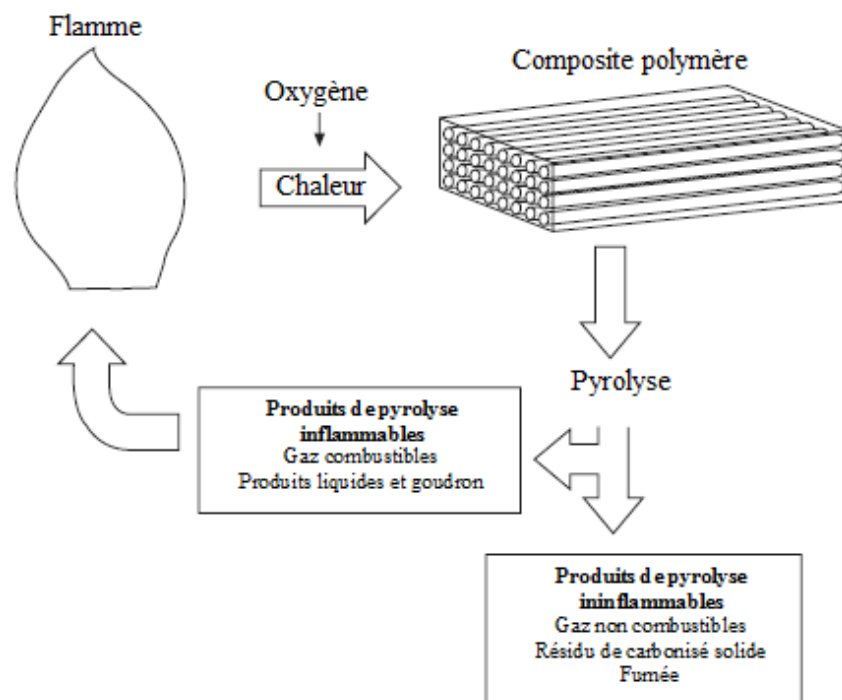


Figure III. 33. Le cycle de combustion des composites polymères [84].

III.4.1 Temps à l'allumage des composites de polymère

Le temps à allumage est une importante propriété de réaction au feu, car il définit la flamme rapidement la combustion d'un matériau se produira lorsqu'il est exposé à une source de chaleur [85]. Les résines organiques utilisés dans des structures composites civil (par exemple, les polyesters, les esters vinyliques, les époxydes) peuvent prendre feu dans un court laps de temps d'exposition à une flamme. L'inflammation se produit généralement lorsque la surface d'un composite est chauffé à environ la température de pyrolyse de la matrice de polymère, qui se situe dans la plage de 250 à 400°C pour la plupart des résines organiques. La décomposition du polymère produit des gaz d'hydrocarbures qui découlent du composite dans la flamme. Lorsque la quantité de substances volatiles inflammables à l'interface composite / feu atteint une concentration critique alors l'allumage et la combustion en flammes se

produiront. La durée de temps entre le composite étant exposé à un incendie et le début de la combustion avec flamme est considéré comme étant le temps à l'allumage.

Les temps d'allumage sont courts pour le polyester, l'ester vinylique et des composites à matrice époxy, et ces matériaux enflammer à l'intérieur de 1-2 min lorsqu'ils sont exposés au flux de chaleur de 50 kW / m². Ces composites les plus inflammables sont répertoriés dans le tableau III.2, et il existe d'autres matériaux avec une meilleure résistance à l'allumage.

Tableau III. 2: Propriétés de réaction au feu des stratifiés thermodurcis et à matrice thermoplastique déterminés à un flux de chaleur de 50 kW / m² : par [84].

Matériaux composites	Temps d'allumage	L O I	Peak HRR	HRR moyen	indice de propagation de flamme	Zone d'extinction spécifique à la fumée
Composites de génie civil:						
Verre / polyester	52 ± 12	23	299 ± 72	135 ± 7	–	1107 ± 57
Verre / vinylester	66 ± 11	–	272 ± 40	168±12	27	1259 ± 151
Verre / Epoxy	70 ± 16	38	352 ± 82	155±14	11	1277
Carbone / époxy	79±7	41	240 ± 24	139±18	11	1232
Verre / phénolique	146 ± 27	54	73 ± 15	63 ± 4	5.5	286 ± 116
Composites thermodurcis avancés:						
Verre / Bismaléimide	141	60	176	161	18	546
Verre / cyanate ester	58	–	71	71	–	898
Verre / polyimide	175	–	40	27	2.5	170
Verre / phtalonitrile	530	–	34	32	–	–
Composites thermoplastiques avancés:						
Verre / PPS (sulfure de polyphénylène)	244	52	48	28	7	690
Carbone / PEEK (polyétheréther cétone)	307	–	14	8	3	69
Carbone / PEKK (polyéther cétone cétone)	233	–	21	10	–	274

HRR : taux de dégagement de chaleur

LOI : indice d'oxygène limitant

Parmi les facteurs qui influent sur le temps d'allumage sont la teneur en polymère et l'épaisseur du composite. La valeur du temps d'allumage d'un matériau composite augmente quand la fraction massique du polymère est réduite, ce qui est évidemment parce que moins de matériau organique est disponible pour produire de substances volatiles inflammables [86]. Par conséquent, la résistance à l'inflammation de matériaux composites utilisés dans le génie civil peut être améliorée en utilisant des matériaux ayant une teneur élevée en fibres, qui fournira également des propriétés supérieures de support de charge. La résistance de contact peut également être améliorée en augmentant l'épaisseur d'une structure composite. Un matériau épais peut agir comme un dessin en « puits de chaleur » chaleur de la surface exposée au feu, et cela augmente le temps nécessaire pour atteindre la température de pyrolyse de la matrice [87, 88].

III.4.2 Composites de polymère résistant au feu

En raison de la haute inflammabilité des composites polymères, il peut être nécessaire d'augmenter les propriétés ignifuges de la matrice quand il y a un risque élevé d'incendie. Il existe de nombreuses façons de réduire l'inflammabilité des polymères, et les plus communs sont l'addition de particules de charge ignifugeante à la matrice ou la modification chimique de la matrice par l'addition de composés halogènes ou de phosphore. Il existe plusieurs méthodes en cours de développement afin d'améliorer encore les propriétés ignifuges des composites, tels que des polymères inorganiques et des polymères organiques nanoparticule-charge.

III.4.3 Durabilité des composites pour les applications civiles structurelles

Il existe deux classes de charges - ignifuges «inertes» et «actives» - et elles se distinguent par leur mode d'action. Les charges inertes réduisent l'inflammabilité et le dégagement de la fumée des composites polymères par plusieurs mécanismes. Le mécanisme dominant est une réduction de la charge du carburant d'un composite en diluant la fraction massique de polymère avec une charge non combustible. Le retard de la flamme et la suppression de la fumée par ce mécanisme ne peuvent être atteints que lorsque la teneur en polymère est fortement réduite. C'est pourquoi des chargements de charge inertes de 50 à 60% sont souvent nécessaires. Un autre mécanisme important est l'absorption de chaleur par les particules de charge afin de réduire la vitesse de combustion de la matrice polymère. Les charges inertes les plus couramment utilisées dans les polymères et les composites polymères sont la silice, le carbonate de calcium et le noir de carbone. Dans quelques cas, des silicates d'argile hydratés simples tels que la pierre ponce, le talc, le gypse et le sulfate de calcium

dihydrate sont utilisés. L'efficacité des charges actives en tant que retardateurs de flamme dépend de leur composition et de la composition du polymère hôte. Comme pour les charges inertes, des niveaux de charge élevés (jusqu'à 60%) sont souvent nécessaires pour parvenir à une réduction substantielle de l'inflammabilité. Les charges intumescentes actives sont un moyen novateur d'améliorer la résistance au feu de certains types de matériaux composites [89, 90]. Les charges intumescentes gonflent et carbonisent lorsqu'elles sont chauffées, ce qui produit une couche isolante protectrice dans un composite qui ralentit la conduction thermique. Cependant, ces charges ne peuvent être utilisées que dans certains types de polymères et leur utilisation en tant qu'agent ignifuge dans les matériaux composites est faible.

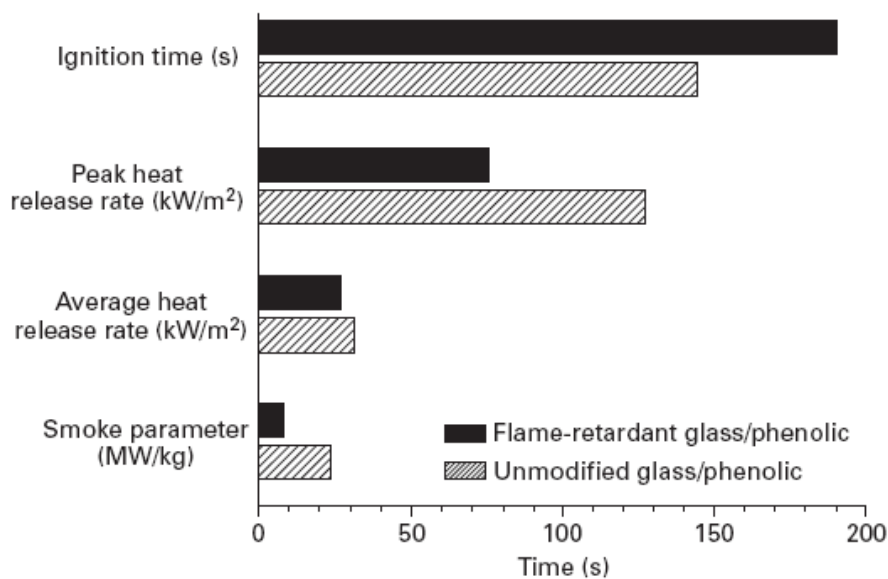


Figure III. 34. Effet de la charge de trihydroxyde d'aluminium sur les propriétés de réaction au feu d'un composite verre / phénolique testé avec un flux de chaleur incident de 50 kW / m² [91].

Le choix d'une charge ignifuge est déterminé par plusieurs facteurs, notamment son coût, sa compatibilité chimique avec le polymère hôte, sa température de décomposition et son poids. De nombreuses charges réduisent les propriétés mécaniques des polymères, ce qui pose un problème lorsqu'elles sont utilisées dans des composites structuraux. Certaines charges, tout en diminuant l'inflammabilité, augmentent la quantité de fumée et de vapeurs toxiques. Pour ces raisons, il est courant d'utiliser une combinaison de retardateurs de flamme dans les composites polymères afin de maximiser la résistance à l'inflammabilité tout en minimisant les effets néfastes sur les propriétés mécaniques, la fumée et la toxicité. Il est important de noter que les charges sont rarement utilisées seules, mais plutôt avec d'autres agents ignifuges

(tels que les composés organohalogénés ou organophosphorés) pour atteindre un niveau élevé de résistance à l'inflammabilité.

III.4.4 Composites chargés de retardateur de flamme

Le moyen le plus simple et (généralement) le plus rentable de réduire l'inflammabilité des polymères est l'ajout de charges ignifugeantes. Les particules de charge sont mélangées à la résine liquide au cours des étapes finales du traitement et doivent être uniformément dispersées pour assurer des propriétés ignifuges cohérentes dans tout le polymère. La plupart des polymères nécessitent une charge élevée pour montrer une réduction substantielle de leur inflammabilité, et la teneur moyenne dans la plupart des résines est de 50 à 60%.

III.4.4.1 Revêtements coupe-feu pour composites polymères

Une méthode courante pour protéger les composites du feu consiste à appliquer un revêtement résistant au feu. Il existe trois classes principales de revêtements: les polymères ignifugeants, les revêtements de barrière thermique et les revêtements intumescents. Les revêtements polymères ignifuges sont des résines organiques (par exemple, des polymères bromés) ou des matériaux inorganiques (par exemple, des géopolymères) résistants au feu, appliqués en film sur le substrat composite [92-94]. Les revêtements de polymère organique protègent le substrat en générant des substances volatiles à température élevée, tels que les radicaux halogènes ou les gaz phosphorés. Ces substances volatiles sont libérées dans la flamme où elles éliminent les radicaux H^{\bullet} et OH^{\bullet} qui dirigent le processus de combustion. Les revêtements inorganiques sont thermiquement stables à de très hautes températures ($> 1000^{\circ}C$) et ont une faible conductivité thermique. Ces revêtements protègent un composite en ralentissant la conduction de la chaleur et en agissant comme une barrière contre la sortie de substances volatiles inflammables de la matrice vers la flamme, ce qui ralentit le processus de combustion.

Les revêtements à barrière thermique sont des matériaux à base de céramique ininflammables et à faible conductivité thermique. Des exemples de ces revêtements comprennent des nattes fibreuses en céramique (par exemple, de la silice, de la laine de roche) et des films de céramique (par exemple de la zircone, de l'alumine) pulvérisés au plasma. Les revêtements intumescents assurent une protection contre le feu par gonflement et moussage à température élevée en un charbon hautement poreux, épais et thermiquement stable sur le substrat composite.[95, 96] La teneur en vides élevée et l'épaisseur du revêtement permettent à ce dernier de servir comme barrière isolante au composite sous-jacent contre les flammes et la chaleur. Les revêtements intumescents peuvent être extrêmement efficaces pour retarder la

combustion, empêcher la propagation de la flamme, réduire le HRR et réduire la densité de fumée des matériaux composites. Cependant, de nombreux systèmes de revêtement intumescent posent un problème de faible adhérence sur un substrat composite. Cela peut provoquer la chute du revêtement, exposant ainsi le composite sous-jacent directement à la flamme. Ceci est un phénomène courant lorsqu'un revêtement est appliqué sur des structures verticales (par exemple des murs) ou suspendues (par exemple au plafond). De plus, les revêtements intumescents ne conviennent pas à de nombreuses applications civiles en raison de leur faible résistance à l'usure et de leur durabilité environnementale.

III.5 Conclusion

Les performances au feu des composites polymères utilisés dans les infrastructures civiles sont décrites dans ce chapitre.

Les recherches sur les performances des éléments en béton renforcé de FRP exposés au feu doivent encore être examinées. Les informations concernant le comportement thermomécanique des composites FRP à de hautes températures sont encore assez rares et peu d'études ont été menées sur la performance des poutres en béton renforcé de FRP exposées au feu.

Une exposition à des hautes températures provoque des processus thermiques, chimiques, physiques et mécaniques complexes dans un composite FRP, ces processus sont également influencés par des principaux mécanismes de décomposition thermique et des réactions de combustion des matériaux composites. La dégradation des propriétés de charge des matériaux composites structuraux à température élevée et au feu provoquent généralement la réduction des propriétés mécaniques ainsi que la variation des propriétés thermiques du composite FRP.

Tous les travaux exposés dans ce chapitre montrent une réduction du module d'Young et de la résistance ultime en compression et traction des matériaux composites CFRP et GFRP à des hautes températures. Des méthodes pour améliorer la résistance au feu des composites sont discutées, notamment des polymères ignifugeants, des films de barrière thermique et des revêtements intumescents.

Chapitre IV

Chapitre IV : Modèle analytique du comportement thermomécanique d'un tablier de pont réparé par des fibres de carbonées

IV.1 Introduction

Ce chapitre présente une approche qui vise deux objectifs, à l'échelle du matériau et à l'échelle structurelle dont le but est d'assurer la durabilité des structures en béton armé par réparation et/ou renforcement avec des matériaux composites en tenant compte de leur solidité et stabilité en se basant sur une analyse de caractérisation pour exprimer les critères de limite d'emploi et la durée de vie de ces assemblages.

L'objectif de notre travail de recherche est d'étudier l'effet de fissure imposée sur la répartition des contraintes dans la couche adhésive de l'assemblage collé.

Sachant que pour le renforcement externe du béton armé des structures, les assemblages collés et les feuilles en FRP sont facilement collées sur le béton en utilisant l'adhésif (par exemple des résines époxy) qui assure le transfert des forces entre le béton et FRP. Cependant, la dégradation des propriétés mécaniques des composites (la force, la rigidité et le lien) en raison des forces exercées et l'exposition à des températures élevées est un aspect clé en ce qui concerne la durabilité des matériaux composites. Pour cela le travail présenté ici s'intéresse principalement au comportement thermique et mécanique des matériaux composites tel que les assemblages collés d'une manière générale afin d'étudier l'effet de fissure imposée sur la répartition des contraintes dans la couche adhésive de l'assemblage collé et de déterminer la distribution de la température au niveau des différentes sections et couches de l'assemblage collé destiné pour la réparation d'un élément (poutre fissuré) d'un tablier de pont et voir comment les propriétés mécaniques tel que le module de Young de cet assemblage est affecté par l'augmentation de la température en plus, évaluer l'efficacité de protection thermique de l'isolant pour comparer les températures à la rupture des joints de colle sans/ avec isolant.

IV.2 Comportement mécanique de l'assemblage collé

Nous savons que notre assemblage collé est composé de différents matériaux avec ces caractéristiques géométrique et physique tel que l'épaisseur et la rigidité, pour cela nous avons divisé cet assemblage en deux parties une considérée rigide-souple représentée par la liaison Béton/CFRP et l'autre partie souple-souple représentée par CFRP/Isolant thermique.

IV.2.1 Distribution de la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface CFRP/isolant thermique

En ce qui concerne l'assemblage collé (feuilles CFRP/isolant thermique), on fait appel à l'approche de [1] qui est basée sur le calcul des contraintes des joints collés, mais cette dernière est appliquée sur un spécimen sans présence de fissure. Alors on est mené à faire une combinaison entre l'étude qu'a fait [1, 2].

IV.2.1.1 Modélisation analytique de l'assemblage collé fissuré CFRP/isolant thermique :

Un modèle analytique a été proposé pour calculer les forces et les moments, résultant en différentes sections du spécimen, y compris la zone fissurée et l'interface. La procédure de solution implique une analyse complète du joint. La figure IV.1 montre le joint avec une fissure imposée dans l'adhésif. Une charge concentrée P est appliquée sur la ligne centrale de chaque bord. La longueur de la fissure c est imposée sur la surface de l'adhésif à une distance t . L'épaisseur du substrat est h , alors que l'épaisseur de l'adhésif est η . Deux systèmes de coordonnées sont impliqués: le premier est situé au bord libre [$x_0, z(w_0)$] et l'autre au centre de la couche adhésive [$x_1, z(w_1)$]. La fissure est délimitée à gauche et à droite par deux sections respectivement A et B. comme le montre la figure IV.1, la fissure présente une longueur de $x_A + x_B$, où x_A est la demi-longueur de la fissure à l'intérieur du chevauchement et x_B est la demi-longueur de la fissure à l'extérieur du chevauchement.

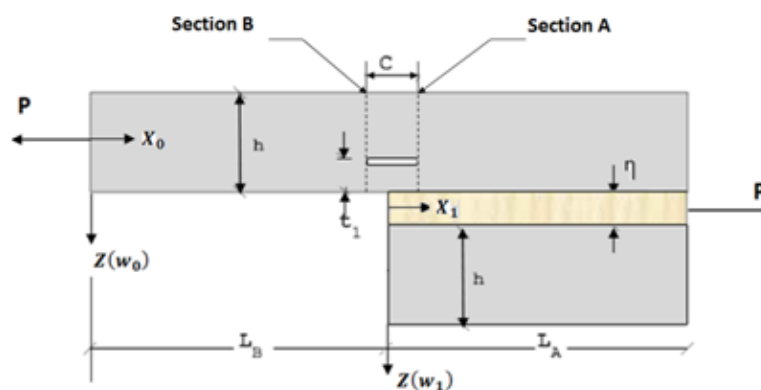


Figure IV. 1. Assemblage collé préfissuré sous charge de traction.

Pour $0 \leq x_1 \leq l_A$

$$M_1 = P \left(\alpha_n x_n - w_1 + \frac{R_A}{P} x_1 + \frac{M_A}{P} \right) \quad (\text{IV.1})$$

Pour $0 \leq x_0 \leq l_B$

$$M_0 = P \left[\alpha_n (x_0 + l_A) - w_0 - \left(\frac{h_1}{2} + h_2 - \Delta h_1 \right) + \frac{R_A}{P} (x_0 + l_A) + \frac{M_A}{P} \right] \quad (\text{IV.2})$$

Similaire à la théorie de la flexion cylindrique des plaques minces, les équations différentielles pour la flèche transversale, w_1 et w_0 peuvent être données par :

$$\frac{d^2 w_1}{dx_1^2} = -\frac{M_1}{D_1} = -\frac{P}{D_1} \left(\alpha_n x_1 - w_1 + \frac{R_A}{P} x_1 + \frac{M_A}{P} \right) \quad (\text{IV.3})$$

et

$$\frac{d^2 w_0}{dx_0^2} = -\frac{M_0}{D_0} = -\frac{P}{D_0} \left[\alpha_n (x_0 + l_A) - w_0 - \left(\frac{h_1}{2} + h_2 - \Delta h_1 \right) + \frac{R_A}{P} (x_0 + l_A) + \frac{M_A}{P} \right] \quad (\text{IV.4})$$

$$D_0 = \frac{Q_{11} h^3}{12} ; D_1 = \frac{2Q_{11} h^3}{3} ; Q_{11} = \frac{E_1}{1 - \nu_{12} \nu_{21}}$$

D_0 et D_1 sont la rigidité flexionnelle des adhérents.

Les équations (IV.3) et (IV.4) ont les solutions respectivement comme suit :

$$\frac{w_1}{L} = A_1 \cosh(\lambda_1 x_1) + B_1 \sinh(\lambda_1 x_1) + (\alpha_n + \hat{R}_A) \frac{x_1}{L} + \hat{M}_A \quad (\text{IV.5})$$

$$\frac{w_0}{L} = A_0 \cosh(\lambda_0 x_0) + B_0 \sinh(\lambda_0 x_0) + \left[(\alpha_n + \hat{R}_A) \frac{(x_0 + l_A)}{L} - \alpha_n + \hat{M}_A \right] \quad (\text{IV.6})$$

Les moments de flexion globaux M_A et M_B sont obtenus comme suit:

Au point de fissure A, $x_1 = x_A$

$$M_A = \frac{P.t.\cosh(\lambda_1.x_A)}{2} \cdot \left(-1 + k \left(1 + \frac{(\mu_1.\tanh(\lambda_1.x_A))}{(\mu_2.\tanh(\lambda_0.l))} \right) \right) \quad (\text{IV.7})$$

Au point de fissure A B, $x_0 = x_B$

$$M_B = \frac{k.P.t.\sinh\lambda_0(l-x_B)}{2.\sinh(\lambda_0.l)} \quad (\text{IV.8})$$

Le facteur du moment de flexion suivant Goland et Reissner

Le moment de flexion et la force de cisaillement émerge parce que les directions des deux forces dans la figure IV.2 ce ne sont pas colinéaire. Une difficulté est que les valeurs des charges des bords dépendent de la déformation du joint sous force de traction ; quand la charge est petite, pas de rotation du recouvrement et $M_0 = \frac{Pt}{2}$, où P est la charge du bord du joint. Par contre si la charge est augmente, les rotations du recouvrement devient plus importantes et seront transmises aux bords libres de l'assemblage collé comme le montre la figure IV.2 donc la valeur du moment de flexion se réduit et pour cela [1] prend en compte cet effet en considérant en introduisant un facteur de moment de flexion k, qui relie le moment de flexion à la fin du recouvrement au chargement dans le plan par la relation,

$$M_0 = k \frac{Pt}{2} \quad (\text{IV.9})$$

Le facteur k dans cette formule est toujours petit à 1.

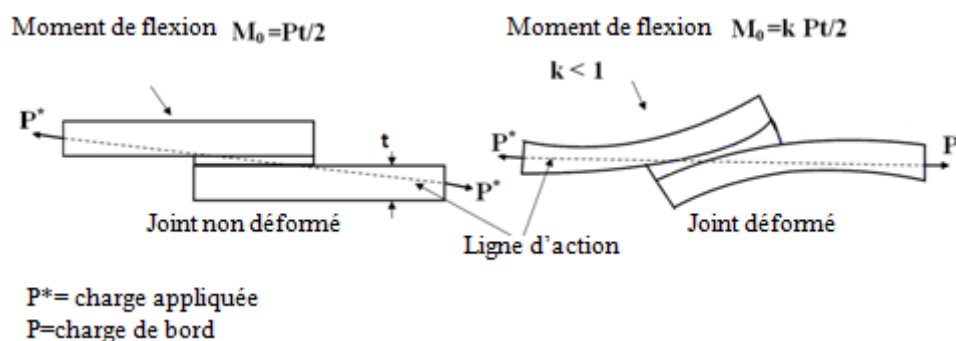


Figure IV. 2. Le moment de flexion dans un joint déformé sous charge de traction.

En tenant compte des changements de rigidité le long de l'assemblage collé, [1] ont divisé leur analyse sur le joint en trois plaques: les deux membres et la région de chevauchement (Figure IV.3). L'égalité entre les équations (IV.8) et (IV.9) peut être écrite comme suit:

$$M_0 = D. \left[\frac{d^2w}{dx^2} \right]_{at\ edge} = k \frac{Pt}{2} = \frac{1}{1+2\sqrt{2}\tanh\frac{\lambda c}{2\sqrt{2}}} \frac{Pt}{2} \lambda_1 = \sqrt{\frac{P}{D_1}} \quad (\text{IV.10})$$

Avec k, le facteur de correction du moment de flexion de Goland et de Reissner est calculé comme suit:

$$k = \frac{1}{1 + 2\sqrt{2} \tanh \frac{\lambda c}{2\sqrt{2}}} \quad (\text{IV.11})$$

Où

$$\lambda = \sqrt{12(1 - \nu^2)} \frac{\sqrt{P/tE}}{t} = \sqrt{\frac{P}{D}} \quad (\text{IV.12})$$

Où E, t, sont les propriétés des adhérents et c est la moitié de la longueur de chevauchement.

La dérivation de ces équations est basée sur les hypothèses suivantes:

Le joint est symétrique (adhérences identiques).

La largeur de l'assemblage collé est grande par rapport à l'épaisseur.

L'épaisseur de l'adhésif est négligée.

L'angle α de la ligne d'action est négligeable dans le calcul des contraintes des bords.

La force de cisaillement Q au bord du joint prend la forme suivante:

$$Q = -D \left[\frac{d^3 w}{dx^3} \right]_{at\ edge} = k \frac{Pt}{2} \sqrt{\frac{P}{D}} \quad (\text{IV.13})$$

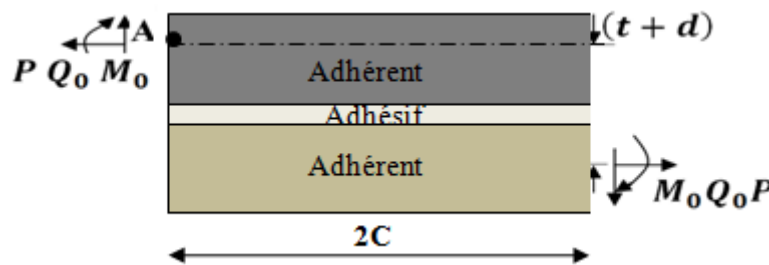


Figure IV. 3. La zone du recouvrement (overlap) de l'assemblage collé.

$$Q_{\text{équilibre}} = \frac{(t+d)P - 2M_0}{2c} \quad (\text{IV.14})$$

La contrainte de cisaillement est donnée par le rapport entre la force de cisaillement et la section. En résolvant l'équation différentielle du second ordre, [1] ont conduit à l'expression générale de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_a(x) = A \sinh(\beta x) + B \cosh(\beta x) \quad (\text{IV.15})$$

Application des conditions aux limites

En appliquant les conditions aux limites pour cet assemblage collé CFRP/isolant thermique soumis à une charge de traction on obtient l'équation de la contrainte de cisaillement au niveau de l'adhésif comme suit:

$$\tau_a(m) = \left[\frac{\beta \cdot c}{t} \cdot (1 + 3 \cdot k) \cdot \frac{\cosh\left[\frac{c \cdot \beta}{t} \cdot m\right]}{\sinh\left[\frac{\beta \cdot c}{t}\right]} + 3 \cdot (1 - k) \right] \cdot p \cdot \frac{t}{\beta \cdot c} \quad (\text{IV.16})$$

Avec $m=x/c$

Pour des adhérents différents

$$\beta = \frac{\frac{G_a}{d} \left(\frac{1}{E_2 t_2} + \frac{1}{E_1 t_1} \right)}{\left[1 + \frac{G_a}{d} \left(\frac{t_2}{3G_2} + \frac{t_1}{3G_1} \right) \right]} \quad (\text{IV.17})$$

Pour des adhérents identiques

$$\beta = \sqrt{8 \cdot \frac{G_a \cdot t}{E \cdot d}} \quad (\text{IV.18})$$

Combinaison entre l'étude de [2] et l'approche de [1] :

Selon Cheuk [2], le moment fléchissant MA peut éventuellement être exprimé en présence de la fissure avec l'équation (IV.7) mais l'existence d'une fissure perturbe (redistribue) de manière significative les contraintes dans la couche adhésive et modifie ainsi les contraintes résultantes dans les deux adhérents.

De nombreux travaux ont été menés pour comprendre et prévoir le comportement à la rupture des joints collé à simples recouvrement. Sur la base des recherches existantes, deux études importantes sont les suivantes:

- La charge de rupture augmente en augmentant la longueur de fissure, comme prédit par Cheuk [2].
- Le facteur k diminue en augmentant la charge appliquée, comme prédit par [1] et [3].

Les deux importantes études permettent de conclure que la longueur de la fissure augmente par diminution du facteur k.

A partir de l'équation (IV.7), on peut extraire le facteur k:

$$k = \frac{\left(\frac{2 \cdot M_A}{P \cdot t} + \cosh(\mu_2 \cdot x_A) \right)}{\left(1 + \left(\frac{\mu_1 \cdot \tanh(\mu_2 \cdot x_A)}{\mu_2 \cdot \tanh(\mu_2 \cdot l)} \right) \right)} \quad (\text{IV.19})$$

Par conséquent, pour calculer la contrainte de cisaillement au niveau de la couche adhésive en présence de fissure, nous pouvons utiliser l'équation (IV.16) [1]. Pour visualiser l'effet de la fissure sur les valeurs des contraintes de cisaillement au bord libre d'un joint de cisaillement à simple recouvrement, nous nous sommes concentrés uniquement sur la longueur de la fissure x_A dans l'équation (IV.19) en fixant la valeur du moment de flexion M_A .

IV.3 Distribution de la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface béton/CFRP

Quant à la structure réparée, nous considérons une poutre de longueur L en béton armé simplement appuyée fissurée et réparée avec des feuilles en CFRP, la poutre est soumise à la flexion sous une force concentrée P , comme indiqué sur la figure IV.4. La longueur de la partie renforcée est L_p , l'épaisseur de la poutre, l'adhésif et la plaque de réparation sont respectivement t_1 , η et t_2 , au dessus de la couche d'adhésif une fissure de longueur L_f située à une distance t comme le montre la figure IV.4.

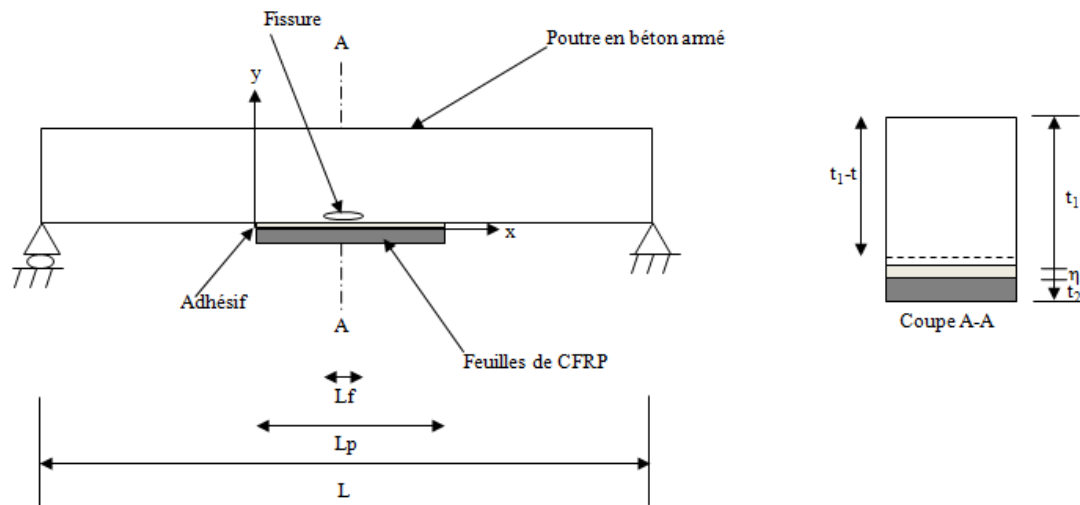


Figure IV. 4. Poutre simplement appuyée fissurée et renforcée par CFRP.

IV.3.1 Décomposition de la partie réparée de la poutre fissurée

De nombreux facteurs affectent la résistance et la ductilité des poutres renforcées avec plaques composites.

Cette étude porte sur l'objectif suivant :

Présenter un modèle analytique permettant de prédire la contrainte de cisaillement d'une poutre en béton renforcée par des plaques en composites (CFRP) en tenant compte la présence de la fissure.

Comme la fissure va perturber la distribution des contraintes au niveau de l'interface Béton/CFRP, En suivant le principe de superposition, une analyse sera effectuée le long de la plaque L_p avec trois variables x_1 , x_3 pour la partie à gauche et à droite de la fissure et x_2 pour la partie fissurée voir figure IV.5b.

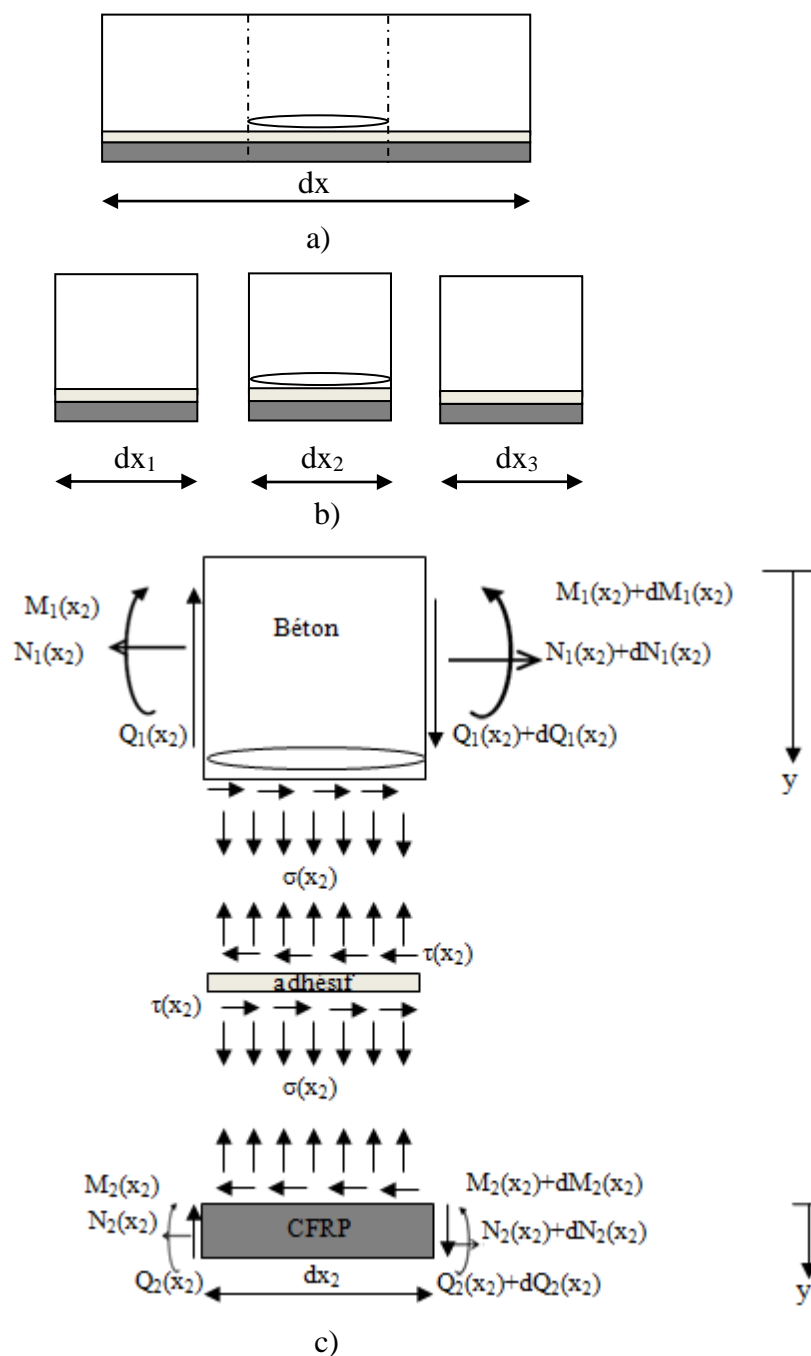


Figure IV. 5. a) Poutre fissurée réparée par plaque en CFRP, b) Décomposition de la poutre fissurée, c) Les forces internes des éléments de la poutre renforcée- fissurée.

Les déformations angulaires du béton et de la plaque de renforcement en CFRP stratifié précontraint lié extérieurement peuvent être écrites respectivement comme :

$$\varepsilon_1(x) = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x) + \frac{du_1^N(x)}{dx} \quad (IV.20)$$

$$\varepsilon_2(x) = \frac{-y_2}{E_2 I_2} M_2(x) + \frac{du_2^N(x)}{dx} \quad (IV.21)$$

Où E est le module de Young de chaque substrats et I est le moment d'inertie du béton et le CFRP.

$M(x)$ est le moment de flexion et u_1^N et u_2^N sont les déplacements due aux efforts normaux comme indiqué dans la figure ci-dessus.

IV.3.1.1 Détermination des déformations et des contraintes

Pour déterminer les déformations due aux efforts normaux nous allons suivre la méthode qu'a utiliser [4], Une hypothèse d'une distribution de contrainte de cisaillement à travers l'épaisseur des surfaces dans les partie non fissurée en utilisant les variables x_1 et x_3 .

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

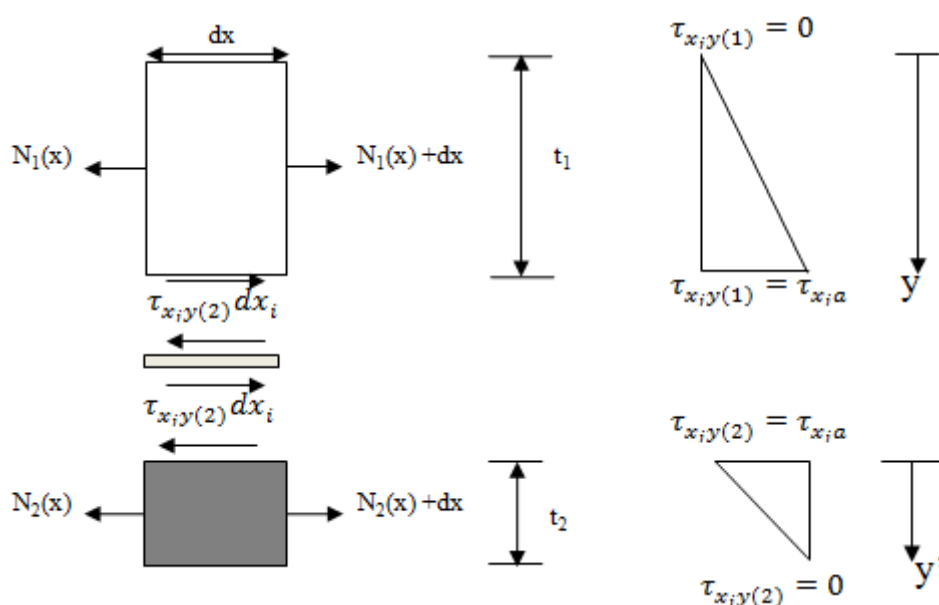


Figure IV. 6. Supposition d'une distribution des contraintes de cisaillement à travers les épaisseurs des adhérents (partie non fissurée).

Les déformations de cisaillement des adhérents sont incorporées en considérant la cinématique des éléments de base pour les substrats béton et la plaque de CFRP sont illustrés à la figure IV.6 et figure IV.7. Une représentation linéaire On suppose que la contrainte de cisaillement se répartit dans l'épaisseur de la couche, les contraintes de cisaillement $\tau_{x_1y(1)}$ de l'adhérent supérieur (béton) et $\tau_{x_1y(2)}$ pour la plaque de renforcement (CFRP) peuvent être exprimée comme suit :

Pour $x=x_1$

$$\tau_{x_1y(1)} = \frac{\tau_{x_1a}}{t_1} y \tag{IV.22}$$

$$\tau_{x_1y'(2)} = \left(1 - \frac{y'}{t_2}\right) \tau_{x_1a} \tag{IV.23}$$

Pour $x=x_3$

$$\tau_{x_3 y(1)} = \frac{\tau_{x_3 a}}{t_1} y \quad (\text{IV.24})$$

$$\tau_{x_3 y'(2)} = \left(1 - \frac{y'}{t_2}\right) \tau_{x_3 a} \quad (\text{IV.25})$$

Et pour la partie fissurée nous avons adopté une variation d'une fonction polynôme de degré 3 du déplacement longitudinale avec la variable x_2 pour l'adhérant supérieur (béton fissuré) et une variation parabolique pour l'adhérant inférieur (CFRP).

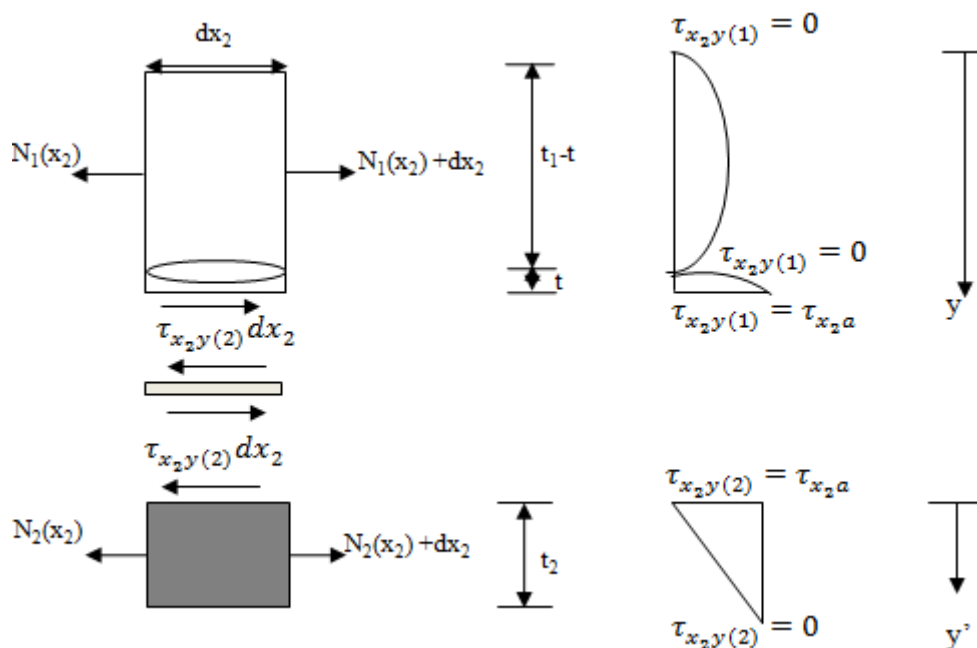


Figure IV. 7. Supposition d'une distribution des contraintes de cisaillement à travers les épaisseurs des adhérents (partie fissurée).

Pour $x=x_2$

$$U_1^N(x_2, y) = A_1(x_2)y^3 + B_1(x_2)y^2 + C_1(x_2)y + D_1(x_2) \quad (\text{IV.26})$$

$$U_2^N(x_2, y') = A_2(x_2)y'^2 + B_2(x_2)y' + C_2 \quad (\text{IV.27})$$

$$\tau_{x_2 y(1)} = G_1 \gamma_{x_2 y(1)} \quad (\text{IV.28})$$

$$\tau_{x_2 y'(2)} = G_2 \gamma_{x_2 y'(2)} \quad (\text{IV.29})$$

$$\gamma_{x_2 y(1)} = \frac{\partial U_1^N}{\partial y} \quad (\text{IV.30})$$

$$\gamma_{x_2 y'(2)} = \frac{\partial U_2^N}{\partial y'} \quad (\text{IV.31})$$

$$\tau_{x_2 y(1)} = G_1(3A_1 y^2 + 2B_1 y + C_1) \quad (\text{IV.32})$$

$$\tau_{x_2 y'(2)} = G_2(2A_2 y' + B_2) \quad (\text{IV.33})$$

Les contraintes de cisaillement doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\tau_{x_2y(1)}(x_2, t_1) = \tau_{x_2y'(2)}(x_2, 0) = \tau_{x_2} = \tau_a \quad (IV.34)$$

$$\tau_{x_2y(1)}(x_2, 0) = 0 \quad (IV.35)$$

$$\tau_{x_2y(1)}(x_2, t_1 - t) = 0 \quad (IV.36)$$

$$\tau_{x_2y'(2)}(x_2, t_2) = 0 \quad (IV.37)$$

$$\tau_{x_2y(1)} = \frac{\tau_{x_2a}}{t_1 t} y^2 - \frac{\tau_{x_2a}}{t_1 t} y(t_1 - t) \quad (IV.38)$$

$$\tau_{x_2y'(2)} = \left(1 - \frac{y'}{t_2}\right) \tau_{x_2a} \quad (IV.39)$$

$$t = \sqrt{\left(1 - \frac{x_2^2}{a^2}\right) * b^2} \quad (IV.40)$$

t, a et b sont la position et les deux rayons de l'ouverture de la fissure en forme d'ellipse. y, y' deux systèmes de coordonnées locale dont l'origine est située au sommet de la surface du béton et le bas de la plaque CFRP. Les équations et sont basées sur la contrainte de cisaillement le long de la couche d'adhésif à la surface supérieure du substrat béton (c.-à-d y= 0) et au bas de la plaque de renforcement (c.-à-d. y '=t₂), et $\tau_{x_iy(1)} = \tau_a$ à y=t₁ et $\tau_{x_iy(2)} = \tau_a$ à y '= 0.

Avec les relations constitutives des matériaux linéaires, les déformations angulaire γ_1 de l'adhérent 1 (béton) et γ_2 pour l'adhérent (CFRP) sont écrits comme suit :

Pour x=x_i , i=1,3

$$\gamma_{x_iy(1)} = \frac{\tau_{x_i a}}{G_1 t_1} y \quad (IV.41)$$

$$\gamma_{x_iy'(2)} = \frac{\tau_{x_i a}}{G_2} \left(1 - \frac{y'}{t_2}\right) \quad (IV.42)$$

Pour x=x₂

$$\gamma_{x_2y(1)} = \frac{\tau_{x_2 a}}{G_1 t_1 t} y^2 - \frac{\tau_{x_2 a}}{G_1 t_1 t} y(t_1 - t) \quad (IV.43)$$

$$\gamma_{x_2y'(2)} = \left(1 - \frac{y'}{t_2}\right) \frac{\tau_{x_2 a}}{G_2} \quad (IV.44)$$

Les fonctions des déplacements longitudinaux U₁^N pour le substrat supérieur et U₂^N pour le substrat inférieur sont données par :

Pour x=x_i , i=1,3

$$U_1^N = U_1^N(0) + \int_0^y \gamma_{x_iy(1)}(y) dy = U_1^N(0) + \frac{\tau_{x_i a}}{2G_1 t_1} y^2 \quad (IV.45)$$

$$U_2^N = U_2^N + \int_0^{y'} \gamma_{x_iy'(2)}(y') dy' = U_2^N + \frac{\tau_{x_i a}}{G_2} \left(y' - \frac{y'^2}{2t_2}\right) \quad (IV.46)$$

Pour x=x₂

$$U_1^N = U_1^N(0) + \int_0^y \gamma_{x_2y(1)}(y) dy = U_1^N(0) + \frac{\tau_{x_2 a}}{3G_1 t_1 t} y^3 - \frac{\tau_{x_2 a}}{2G_1 t_1 t} y^2(t_1 - t) \quad (IV.47)$$

$$U_2^N = U_2^N + \int_0^{y'} \gamma_{x_2 y'(2)}(y') dy' = U_2^N + \frac{\tau_{x_2 a}}{G_2} \left(y' - \frac{y'^2}{2t_1} \right) \quad (IV.48)$$

Où $U_1^N(0)$ représente le déplacement à la surface supérieure du béton et U_2^N est le déplacement de l'adhésif à l'interface entre l'adhésif et l'adhérent inférieur. Notez que grâce au collage parfait des joints, les déplacements sont continus aux interfaces entre l'adhésif et les adhérents. Par conséquent, U_2^N devrait être équivalent au déplacement de l'adhérent inférieur à l'interface et (U_1^N le déplacement de l'adhésif à l'interface entre l'adhésif et l'adhérent supérieur) doit être identique au déplacement de l'adhérent supérieur à l'interface. Suivant l'équation (IV.45) et (IV.47) U_1^N peut être exprimée comme suit :

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

$$U_1^N = U_1^N(y = t_1) = U_1^N(0) + \frac{\tau_{x_i a} t_1}{2G_1} \quad (IV.49)$$

Pour $x=x_2$

$$U_1^N = U_1^N(y = t_1) = U_1^N(0) + \frac{\tau_{x_2 a}}{3G_1 t_1} t_1^3 - \frac{\tau_{x_2 a}}{2G_1 t_1} t_1^2 (t_1 - t) \quad (IV.50)$$

$$U_1^N = U_1^N(y = t_1) = U_1^N(0) + \frac{\tau_{x_2 a}}{3G_1 t} t_1^2 - \frac{\tau_{x_2 a}}{2G_1 t} t_1 (t_1 - t) \quad (IV.51)$$

En utilisant les équations (IV.49) et (IV.50), les équations (IV.45) et (IV.47) peuvent être écrites comme suit :

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

$$U_1^N(y) = U_1^N + \frac{\tau_{x_i a}}{2G_1 t_1} y^2 - \frac{\tau_{x_i a} t_1}{2G_1} \quad (IV.52)$$

Pour $x=x_2$

$$U_1^N(y) = U_1^N + \frac{\tau_{x_2 a}}{3G_1 t_1} y^3 - \frac{\tau_{x_2 a}}{2G_1 t_1} y^2 (t_1 - t) - \frac{\tau_{x_2 a}}{3G_1 t} t_1^2 + \frac{\tau_{x_2 a}}{2G_1 t} t_1 (t_1 - t) \quad (IV.53)$$

Les forces longitudinales résultantes, N_1 et N_2 pour le substrat supérieur (béton) et inférieur (CFRP) sont respectivement,

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

$$N_1 = b_1 \int_0^{t_1} \sigma_{x_i y(1)}(y) dy \quad (IV.54)$$

Et

$$N_2 = b_2 \int_0^{t_2} \sigma_{x_i y(2)}(y') dy' \quad (IV.55)$$

Pour $x=x_2$

$$N_1 = b_1 \int_0^{t_1} \sigma_{x_2 y(1)}(y) dy \quad (IV.56)$$

Et

$$N_2 = b_2 \int_0^{t_2} \sigma_{x_2 y(2)}(y') dy' \quad (IV.57)$$

Où $\sigma_{x_i y(1)}$ et $\sigma_{x_i y(2)}$ sont des contraintes normales longitudinales pour les adhérents supérieurs et inférieurs, respectivement. Par transformation de ces contraintes en fonctions de déplacements et substitution des équations. (IV.46), (IV.48) et (IV.52), (IV.53) dans les équations des déplacements, (IV.54), (IV.55) et (IV.56), (IV.57) peuvent être réécrits comme suit :

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

$$N_1 = b_1 \int_0^{t_1} \frac{dU_1^N}{dx_i} dy = E_1 A_1 \left(\frac{du_1^N}{dx_i} - \frac{t_1}{3G_1} \frac{d\tau_{x_i a}}{dx_i} \right) \quad (IV.58)$$

$$N_2 = b_2 \int_0^{t_2} \frac{dU_2^N}{dx_i} dy' = E_2 A_2 \left(\frac{du_2^N}{dx_i} + \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_{x_i a}}{dx_i} \right) \quad (IV.59)$$

Pour $x=x_2$

$$N_1 = b_1 \int_0^{t_1} \frac{dU_1^N}{dx_2} dy = E_1 A_1 \left(\frac{du_1^N}{dx_2} - \frac{t_1}{3G_1} \left(1 - \frac{t_1}{4t}\right) \frac{d\tau_{x_2 a}}{dx_2} \right) \quad (IV.60)$$

$$N_2 = b_2 \int_0^{t_2} \frac{dU_2^N}{dx_2} dy' = E_2 A_2 \left(\frac{du_2^N}{dx_2} + \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_{x_2 a}}{dx_2} \right) \quad (IV.61)$$

Par conséquent, les déformations longitudinales induites par les efforts normaux des équations (IV.20) et (IV.21). Peuvent être exprimée par

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

$$\frac{du_1^N(x_i)}{dx_i} = \frac{N_1}{E_1 A_1} + \frac{t_1}{3G_1} \frac{d\tau_{x_i a}}{dx_i} \quad (IV.62)$$

$$\frac{du_2^N(x_i)}{dx_i} = \frac{N_2}{E_2 A_2} - \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_{x_i a}}{dx_i} \quad (IV.63)$$

Pour $x=x_2$

$$\frac{du_1^N(x_2)}{dx_2} = \frac{N_1}{E_1 A_1} + \frac{t_1}{3G_1} \left(1 - \frac{t_1}{4t}\right) \frac{d\tau_{x_2 a}}{dx_2} \quad (IV.64)$$

$$\frac{du_2^N(x_2)}{dx_2} = \frac{N_2}{E_2 A_2} - \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_{x_2 a}}{dx_2} \quad (IV.65)$$

En remplaçant les équations (IV.62), (IV.63), (IV.64), (IV.65) dans les équations (IV.20), (IV.21) on obtient :

Pour $x=x_i$ $i=1,3$

$$\varepsilon_1(x_i) = \frac{du_1(x_i)}{dx_i} = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x_i) + \frac{N_1(x_i)}{E_1 A_1} + \frac{t_1}{3G_1} \frac{d\tau_{x_i a}(x_i)}{dx_i} \quad (IV.66)$$

$$\varepsilon_2(x_i) = \frac{du_2}{dx_i} = \frac{-y_2}{E_2 I_2} M_2(x_i) + \frac{N_2(x_i)}{E_2 A_2} - \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_{x_i a}(x_i)}{dx_i} \quad (IV.67)$$

Pour $x=x_2$

$$\varepsilon_1(x_2) = \frac{du_1(x_2)}{dx_2} = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x_2) + \frac{N_1(x_2)}{E_1 A_1} + \frac{t_1}{3G_1} \left(1 - \frac{t_1}{4t}\right) \frac{d\tau_{x_2 a}(x_2)}{dx_2} \quad (IV.68)$$

$$\varepsilon_2(x_2) = \frac{du_2(x_2)}{dx_2} = \frac{-y_2}{E_2 I_2} M_2(x_2) + \frac{N_2(x_2)}{E_2 A_2} - \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_{x_2 a}(x_2)}{dx_2} \quad (IV.69)$$

Où $N(x_i)$ et $N(x_2)$ représente les forces axiales dans chaque extrémité pour les différents intervalles, A la surface de la section transversale.

La contrainte de cisaillement le long de l'adhésif pour les différents segments partiels peut être exprimée comme suit:

Pour $x=x_i$ $i=1, 2,3$

$$\tau_a = \tau(x_i) = \frac{G_a}{\eta} (u_2(x_i) - u_1(x_i)) \quad (IV.70)$$

G_a et η sont le module de cisaillement et l'épaisseur de la couche d'adhésif respectivement, $u_1(x_i)$ et $u_2(x_i)$ sont les déplacements longitudinaux à la face inférieure du substrat 1 au sommet du substrat 2.

En dérivant l'équation au dessus on obtient

$$\frac{d\tau(x_i)}{dx_i} = \frac{G_a}{\eta} \left(\frac{du_2(x_i)}{dx_i} - \frac{du_1(x_i)}{dx_i} \right) \quad (IV.71)$$

En tenant compte de l'équilibre horizontal on a

$$\frac{dN_1(x_i)}{dx_i} = -b_2\tau(x_i) \quad (IV.72)$$

$$\frac{dN_2(x_i)}{dx_i} = -b_2\tau(x_i) \quad (IV.73)$$

Où

$$N_2(x_i) = N(x_i) = b_2 \int_0^{x_i} \tau(x_i) \quad (IV.74)$$

Et

$$N_1(x_i) = -N(x_i) = b_2 \int_0^{x_i} \tau(x_i) \quad (IV.75)$$

En supposant que la poutre et la plaque de renforcement ont la même courbure, la relation entre les moments dans les deux les adhérents peut être exprimée comme suit :

$$M_1(x_i) = RM_2(x_i) \quad (IV.76)$$

Et

$$R = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \quad (IV.77)$$

Les moments d'équilibre des différents segments partiel de la poutre renforcée sur la figure IV.5c:

Pour $x=x_i$ $i=1, 2,3$

$$M_T(x_i) = M_1(x_i) + M_2(x_i) + N(x_i)(y_1 + y_2 + \eta) \quad (IV.78)$$

Où $M_T(x_i)$ est le moment total appliqué pour les différents segments dx_i

$$M_1(x_i) = \frac{R}{R+1} \left[M_T(x_i) - b_2 \int_0^{x_i} \tau(x_i) (y_1 + y_2 + \eta) dx_i \right] \quad (IV.79)$$

Et

$$M_2(x_i) = \frac{1}{R+1} \left[M_T(x_i) - b_2 \int_0^{x_i} \tau(x_i) (y_1 + y_2 + \eta) dx_i \right] \quad (\text{IV.80})$$

En dérivant les deux équations du moment de flexion de chaque adhérent on obtient

$$\frac{dM_1(x_i)}{dx_i} = \frac{R}{R+1} [V_T(x_i) - b_2 \tau(x_i) (y_1 + y_2 + \eta)] \quad (\text{IV.81})$$

Et

$$\frac{dM_2(x_i)}{dx_i} = \frac{1}{R+1} [V_T(x_i) - b_2 \tau(x_i) (y_1 + y_2 + \eta)] \quad (\text{IV.82})$$

En remplaçant les équations (IV.66), (IV.67), (IV.68) et (IV.69) dans l'équation (IV.71) et en dérivant l'équation résultante une fois, on obtient:

Pour $x=x_i$ $i=1, 3$

$$\frac{d^2 \tau(x_i)}{dx_i^2} = \frac{G_a}{\eta} \left(\frac{-y_2}{E_2 I_2} \frac{dM_2(x_i)}{dx_i} + \frac{1}{E_2 A_2} \frac{dN_2(x_i)}{dx_i} - \frac{y_1}{E_1 I_1} \frac{dM_1(x_i)}{dx_i} - \frac{1}{E_1 A_1} \frac{dN_1(x_i)}{dx_i} \right) - \frac{G_a}{\eta} \left(\frac{t_2}{3G_2} + \frac{t_1}{3G_1} \right) \frac{d^2 \tau(x_i)}{dx_i^2} \quad (\text{IV.83})$$

Pour $x=x_2$

$$\frac{d^2 \tau(x_2)}{dx_2^2} = \frac{G_a}{\eta} \left(\frac{-y_2}{E_2 I_2} \frac{dM_2(x_2)}{dx_2} + \frac{1}{E_2 A_2} \frac{dN_2(x_2)}{dx_2} - \frac{y_1}{E_1 I_1} \frac{dM_1(x_2)}{dx_2} - \frac{1}{E_1 A_1} \frac{dN_1(x_2)}{dx_2} \right) - \frac{G_a}{\eta} \left(\frac{t_2}{3G_2} + \frac{t_1}{3G_1} \left(1 - \frac{t_1}{4t} \right) \right) \frac{d^2 \tau(x_2)}{dx_2^2} \quad (\text{IV.84})$$

En substituant les forces de cisaillement (les équations (IV.81) et (IV.82)) et les forces axiales (les équations (IV.74) et (IV.75)) dans l'équation (IV.83) et (IV.84) donne les équations différentielles suivante pour la contrainte de cisaillement de l'interface béton/plaque(CFRP).

Pour $x=x_i$ $i=1, 3$

$$\frac{d^2 \tau(x_i)}{dx_i^2} - K_1 b_2 \left(\frac{(y_1+y_2)(y_1+y_2+\eta)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \tau(x_i) + K_1 \left(\frac{y_1+y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) V_T(x_i) = 0 \quad (\text{IV.85})$$

Pour $x=x_2$

$$\frac{d^2 \tau(x_2)}{dx_2^2} - K'_1 b_2 \left(\frac{(y_1+y_2)(y_1+y_2+\eta)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \tau(x_2) + K'_1 \left(\frac{y_1+y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) V_T(x_2) = 0 \quad (\text{IV.86})$$

Où

$$K_1 = \frac{1}{\left(\frac{\eta}{G_a} + \frac{t_1}{3G_1} + \frac{t_2}{3G_2} \right)} \quad (\text{IV.87})$$

Et

$$K'_1 = \frac{1}{\left(\frac{\eta}{G_a} + \frac{t_1}{3G_1} \left(1 - \frac{t_1}{4t} \right) + \frac{t_2}{3G_2} \right)} \quad (\text{IV.88})$$

Les solutions générales présentées ci-dessous se limitent à une charge soit concentrée, soit uniformément répartis sur tout ou partie de la poutre, ou les deux. Pour un tel chargement, $d^2V_T(x) / dx^2 = 0$, et la solution générale à l'équation (IV.85) et (IV.86) est donné par

$$\tau(x) = \sum_{i=1}^3 \tau(x_i) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + V_T(x) \quad (\text{IV.89})$$

Où

Pour $x=x_i$ $i=1, 3$

$$\lambda^2 = K_1 b_2 \left(\frac{(y_1+y_2)(y_1+y_2+\eta)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \quad (\text{IV.90})$$

$$m_1 = \frac{K_1}{\lambda^2} \left(\frac{(y_1+y_2)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \quad (\text{IV.91})$$

$$m_2 = \frac{K_1 y_1}{E_1 I_1} \quad (\text{IV.92})$$

Pour $x=x_2$

$$\lambda'^2 = K'_1 b_2 \left(\frac{(y_1+y_2)(y_1+y_2+\eta)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \quad (\text{IV.93})$$

$$m'_1 = \frac{K'_1}{\lambda'^2} \left(\frac{(y_1+y_2)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \quad (\text{IV.94})$$

$$m'_2 = \frac{K'_1 y_1}{E_1 I_1} \quad (\text{IV.95})$$

B_1 et B_2 sont des coefficients constants déterminés à partir des conditions aux limites

IV.3.1.2 Application des conditions aux limites

Les mêmes cas de charges que ceux utilisés par [5] sont pris en compte dans la présente méthode. On étudie une poutre simplement appuyée qui est soumise à une charge concentrée, comme indiqué dans figure IV.8. Cette section déduit l'expression de la contrainte de cisaillement en appliquant des conditions aux limites.

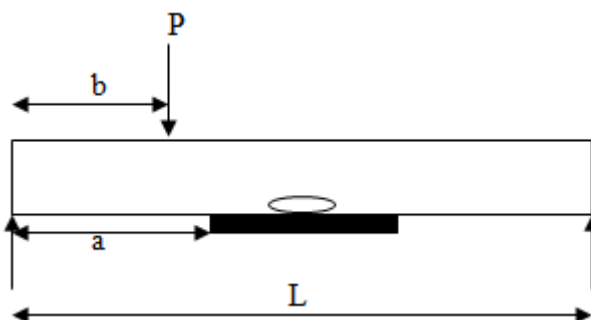


Figure IV. 8. Poutre simplement appuyée fissurée-réparée sous charge concentrée.

Contrainte de cisaillement d'interface pour une charge concentrée

La solution générale pour la contrainte de cisaillement de l'interface béton/plaque(CFRP) :

$a < b$

Si $0 \leq (b - a) \leq lg$ alors : $x = x_i = x_1$

Si $lg + Lf \leq (b - a) \leq Lp$ alors : $x = x_i = x_3$

$$\tau(x) = \begin{cases} \frac{m_2}{\lambda} Pa \left(1 - \frac{b}{L}\right) e^{-\lambda x} + m_1 P \left(1 - \frac{b}{L}\right) - m_1 P \cosh(\lambda x) e^{-k} & 0 \leq x \leq (b - a) \\ \frac{m_2}{\lambda} Pa \left(1 - \frac{b}{L}\right) e^{-\lambda x} - m_1 \frac{Pb}{L} + m_1 P \sinh(k) e^{-\lambda x} & (b - a) \leq x \leq Lp \end{cases} \quad (\text{IV.96})$$

Si $lg \leq (b - a) \leq lg + Lf$ alors : $x = x_2$

$$\tau(x) = \begin{cases} \frac{m'_2}{\lambda'} Pa \left(1 - \frac{b}{L}\right) e^{-\lambda' x} + m'_1 P \left(1 - \frac{b}{L}\right) - m'_1 P \cosh(\lambda' x) e^{-k} & 0 \leq x \leq (b - a) \\ \frac{m'_2}{\lambda'} Pa \left(1 - \frac{b}{L}\right) e^{-\lambda' x} - m'_1 \frac{Pb}{L} + m'_1 P \sinh(k) e^{-\lambda' x} & (b - a) \leq x \leq Lp \end{cases} \quad (\text{IV.97})$$

$a > b$

$0 \leq x \leq Lp$

Si $0 \leq x \leq lg$ alors : $x = x_i = x_1$

Si $lg + Lf \leq x \leq Lp$ alors : $x = x_i = x_3$

$$\tau(x) = \frac{m_2}{\lambda} Pb \left(1 - \frac{a}{L}\right) e^{-\lambda x} - m_1 \frac{Pb}{L} \quad (\text{IV.98})$$

Si $lg \leq x \leq lg + Lf$ alors : $x = x_2$

$$\tau(x) = \frac{m'_2}{\lambda'} Pb \left(1 - \frac{a}{L}\right) e^{-\lambda' x} - m'_1 \frac{Pb}{L} \quad (\text{IV.99})$$

Où P est la charge concentrée et $k = \lambda(b - a)$. Les expressions m_1 et m_2 prennent en considération la déformation de cisaillement des adhérents.

IV.4 Comportement thermique de l'assemblage collé (béton/CFRP/Isolant)

Le comportement à hautes températures des bétons à l'échelle du matériau, essentiellement le béton ordinaire. En effet le béton est habituellement le substrat du système de renforcement/réparation des structures renforcées par les matériaux composites qui sont étudiés dans cette thèse.

L'assemblage collé est considéré comme deux plaques avec différents matériaux et épaisseur, le substrat inférieur subit un effet thermique brusque c'est-à-dire une augmentation de température dans un intervalle de temps court tel qu'un incendie, pour cela nous avons supposé que les dimensions des plaques sont grandes par rapport aux épaisseurs dans la direction z .

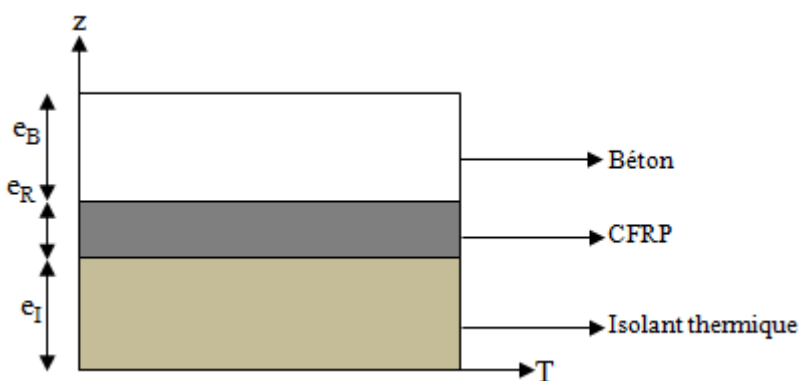


Figure IV. 9. Schématisation d'un assemblage collé composite.

Le substrat inférieur de l'assemblage collé subit un effet de température de 0 C° jusqu'à 1200 C° pour une durée qui va jusqu'à 4 heures maximum selon la courbe de l'incendie ISO 834[6]. Nous savons que notre assemblage est composé de trois différentes couches ainsi que le mode de transfert de chaleur est transitoire.

IV.4.1 Formulation mathématique du problème thermique :

L'équation différentielle partielle régissant ce phénomène et en particulier celui du transfert de chaleur dans un N couches de matériaux, est donné pour chaque couche i dans sa forme la plus simple par :

$$\alpha_i \frac{\partial^2 T_i}{\partial z^2} = \frac{\partial T_i}{\partial t} \quad i=1, 2, \dots, N \quad (\text{IV.100})$$

Où t est le temps et T et α sont la température et la diffusivité thermique d'une couche de matériau respectivement. Les conditions aux limites à chaque interface impliquent la continuité de la température et du flux de chaleur, c'est-à-dire

$$T_i = T_{i+1} \quad (\text{IV.101})$$

$$k_i \frac{\partial T_i}{\partial z} = k_{i+1} \frac{\partial T_{i+1}}{\partial z} \quad (\text{IV.102})$$

Où k est la conductivité thermique d'un matériau. Les conditions aux limites à l'extérieur de la première couche dépendront du problème qu'on a étudié.

IV.4.1.1 Problème étudié

La distribution des températures selon la figure IV.10 dans les trois couches $T_1(z)$, $T_2(z)$ et $T_3(z)$ sous l'équation de la conduction de chaleur sont comme suit :

$$\alpha_1 \frac{\partial^2 T_1}{\partial z^2} = \frac{\partial T_1}{\partial t} \quad (\text{IV.103})$$

$$\alpha_2 \frac{\partial^2 T_2}{\partial z^2} = \frac{\partial T_2}{\partial t} \quad (\text{IV.104})$$

$$\alpha_3 \frac{\partial^2 T_3}{\partial z^2} = \frac{\partial T_3}{\partial t} \quad (\text{IV.105})$$

IV.4.1.2 Conditions aux limites

Il faut connaître la température aux bords libre de l'objet chauffé. C'est normal. La température d'un assemblage collé de réparation dépend bien de la température extérieure (substrat inférieur) et de la température à l'intérieur (substrat supérieur).

Le substrat inférieur ou bien la couche extérieure de l'assemblage collé est exposé au feu, donc la température de la surface extérieure T_{ex} est variable selon la courbe hydrocarbure iso 834; la température de la surface intérieure T_{in} est identique à celle de l'air à l'intérieur de l'assemblage.

Alors :

Pour $z=0$

$$\frac{\partial T_1}{\partial z} = 0 \quad (IV.106)$$

Pour $z=e_I$

$$\alpha_1 \frac{\partial T_1}{\partial z} = \alpha_2 \frac{\partial T_2}{\partial z} \quad (IV.107)$$

Pour $z=e_R$

$$\alpha_2 \frac{\partial T_2}{\partial z} = \alpha_3 \frac{\partial T_3}{\partial z} \quad (IV.108)$$

$$L = e_I + e_R + e_B \quad (IV.109)$$

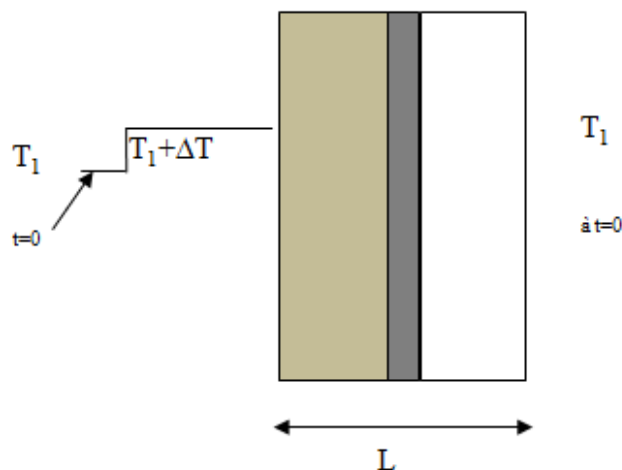


Figure IV. 10. Bilan thermique de l'assemblage collé.

Conditions initiales :

$$\text{A l'instant } t=0 \quad T_1 = T_2 = T_3 = T_0 \quad (IV.110)$$

Le transfert de chaleur dans les matériaux multicouche a été résolu, Afin de déterminer la distribution de la température au niveau des différentes couches (béton, CFRP et l'isolant thermique), un code de calcul a été élaboré à l'aide d'un programme MATLAB (voir annexe 2).

IV.4.2 Effet de la température sur le module de Young

Pour la variation du module de Young en fonction de la température on s'est basé sur le modèle de Bisby [7] représenté dans la figure IV.11.

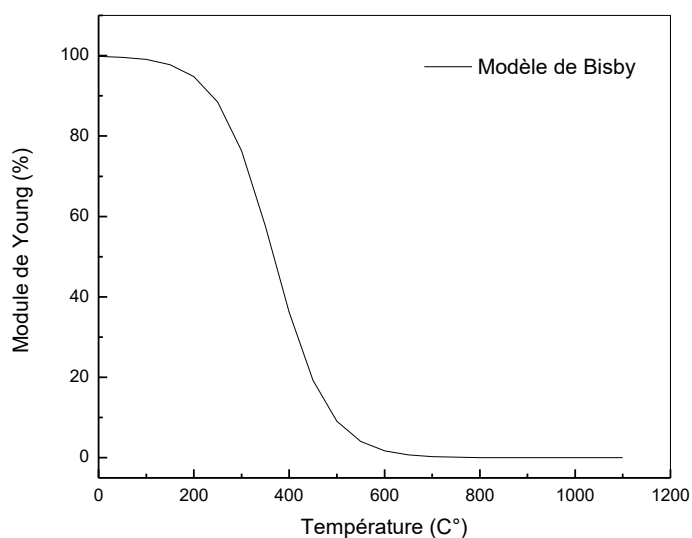


Figure IV. 11. Dégradation du module de Young de CFRP à des températures élevées [7].

$$E_{w,T} = E_w [0.475 \tanh[-8.68 * 10^{-3}(T_w - 367.41)] + 0.475] \quad (\text{IV.111})$$

Selon [7] l'équation (IV.111) permet de calculer avec cette expression semi empirique le module d'Young d'un matériau en fonction de la température tel que CFRP et béton . Où $E_{w,T}$ est le module d'Young du matériau à la température T_w .

IV.5 Conclusion

Le présent chapitre a étudié analytiquement les charges de rupture et les mécanismes de rupture des assemblages collés à simple recouvrement fissurés sous charge de traction et l'effet thermique sur la distribution de la contrainte de cisaillement à l'échelle matériau.

La contrainte d'interface dans la poutre en béton armé renforcée par FRP a été étudiée par une méthode théorique modifiée. La présence de fissure au niveau de l'interface poutre/CFRP est prise en considération dans les analyses théoriques en supposant des distributions de contrainte de cisaillement linéaires à travers l'épaisseur des adhérents.

Le mode du transfert de chaleur effectué dans ce travail est la conduction et la transmission de la chaleur se fait en régime transitoire, La variable d'endommagement thermique, est déterminée à partir de la variation du module d'Young en fonction de la température.

Chapitre V

Chapitre V : Modélisation numérique à l'échelle matériau et à l'échelle structurelle

V.1 Objectifs et démarche de l'approche numérique

Ce chapitre est consacré pour faire une liaison entre le modèle analytique (chapitre IV) et la modélisation numérique dont le but est de faire une comparaison ainsi qu'une validation des résultats obtenue que nous allons les exposer dans le chapitre VI.

V.1.1 Objectif de la modélisation numérique

La méthode de calcul par éléments finis est une méthode qui permet de transformer un problème continu en un problème discrétisé, dont la solution est approchée en fonction des données du modèle. Cette méthode permet d'avoir une bonne approximation des états de contraintes et de déformations à l'intérieur des matériaux. L'intérêt de la modélisation est

- d'évaluer ces contraintes et déformations dans des zones difficiles à instrumenter et à analyser.
- de calculer des structures complexes et de résoudre des problèmes comportant un grand nombre de variables.
- d'étudier l'apport des techniques de réparations proposées à savoir : l'utilisation des matériaux composites tels que CFRP
- Analyser la distribution et l'évolution des contraintes au niveau de l'interface d'un assemblage collé CFRP-fibre/époxy et CFRP-Dalle (béton).
- Evaluer l'effet de la température élevée sur la distribution des contraintes au niveau de l'interface béton/CFRP.
- Comparer et valider les résultats avec ceux de l'étude analytique
- Varier des propriétés mécaniques du béton en fonction de la température.
- De tenter de prédire numériquement la température à la rupture de l'assemblage collé sous l'effet de la température d'environnement et de différentes charges mécaniques.

Pour répondre à ces objectifs, un code de calcul par éléments finis a été utilisé sous le logiciel de calcul des structures ANSYS en mode 3D (WORKBENCH) [1].

Nous avons tout d'abord présenté les fonctionnalités et caractéristiques propres du code, puis le travail de modélisation effectué.

V.1.2 Les démarche de la modélisation numérique

La construction d'un modèle d'éléments finis est la première étape de l'analyse. Il consiste à définir les types d'élément, les constantes réelles d'élément, les propriétés des matériaux, modélisation de la géométrie et discrétisation par éléments finis. L'analyse par éléments finis est également utilisé pour analyser ces composants structurels. (FEA) est un Procédé utilisé pour l'évaluation des structures, en fournissant une prévision précise de la réponse du composant soumis à diverses charges structurelles. L'utilisation de la FEA a été la méthode préférée pour étudier le comportement du béton car il est beaucoup plus rapide que la méthode expérimentale et est rentable. Avec l'invention d'outils numériques sophistiqués pour l'analyse comme la méthode des éléments finis (FEM), il est devenu possible de modéliser le comportement complexe des poutres en béton armé en utilisant la modélisation par éléments finis.

V.1.2.1 Description des éléments utilisés

Un élément solide, SOLID65, est utilisé pour modéliser le béton dans [1]. L'élément solide possède huit nœuds avec trois degrés de liberté au niveau de chaque nœud, la translation dans les directions nodales x , y et z . L'élément est susceptible de la déformation plastique, et à la fissuration dans les trois directions orthogonales.

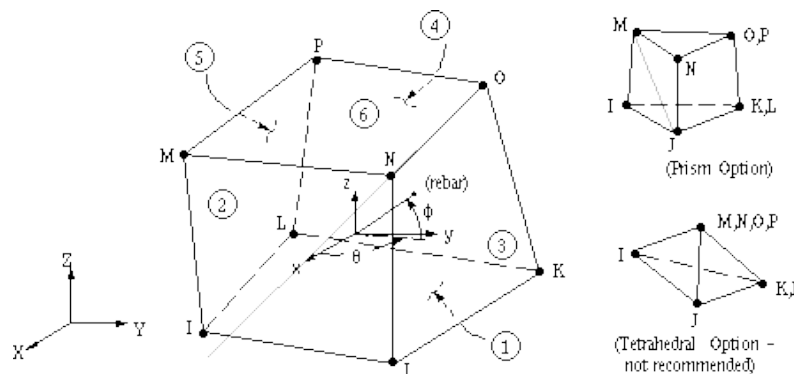


Figure V. 1. Géométrie de l'élément solide (SOLID65).

Un élément linéaire, LINK8 est utilisé pour modéliser l'armature d'acier. Deux nœuds sont nécessaires pour cet élément. A chaque nœud, les degrés de liberté sont identiques à celles du SOLID65. L'élément est également capable de déformation plastique.

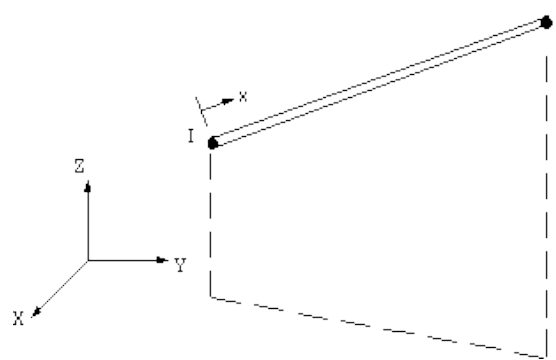


Figure V. 2. Géométrie de l'élément linéaire (LINK8).

Un élément solide, SOLID46, est utilisé pour modéliser le composite en fibre de carbone. L'élément permet jusqu'à 100 couches de matériaux différents avec des orientations différentes, et les propriétés des matériaux orthotropes dans chaque couche. L'élément comporte huit nœuds avec trois degrés de liberté de translation au niveau de chaque nœud. La translation dans les directions nodales x, y et z.

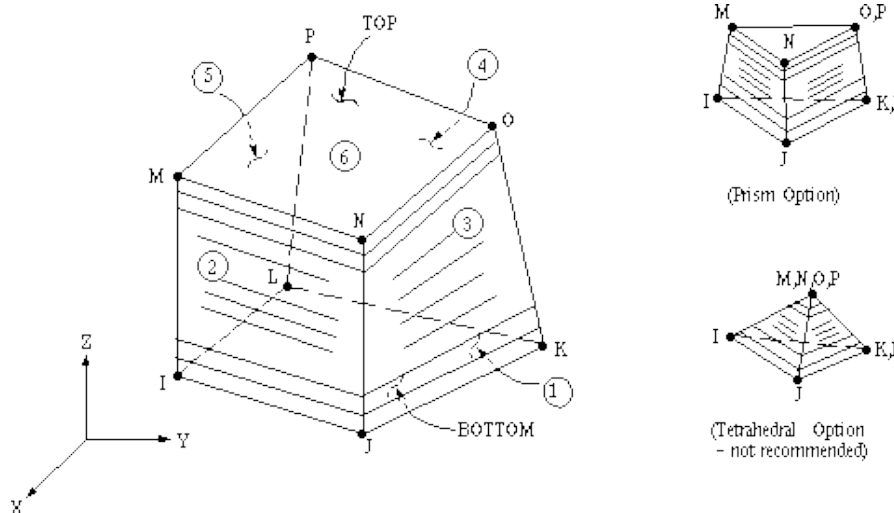


Figure V. 3. Géométrie de l'élément solide (SOLID46).

Un élément solide, SOLID45 est utilisé pour la modélisation tridimensionnelle des structures solides. L'élément est défini par huit nœuds ayant trois degrés de liberté à chaque nœud: translations dans les directions nodales x, y et z.

L'élément présente des propriétés de plasticité, fluage, de gonflement, de rigidité sous contrainte, de grande déviation et de grandes contraintes. Une option d'intégration réduite avec le contrôle de sable est disponible

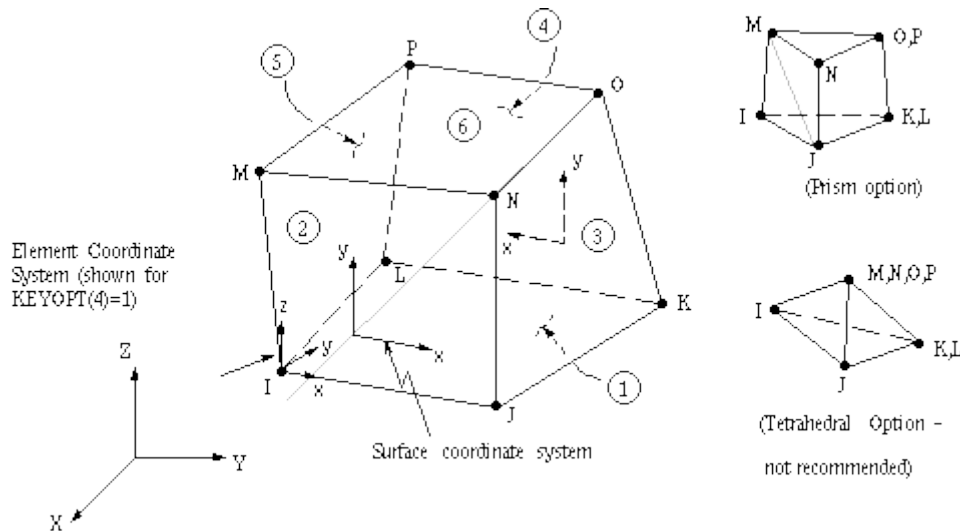


Figure V. 4. Géométrie de l'élément solide (SOLID45).

Un élément solide, SOLID70 a une capacité de conduction thermique 3D. L'élément comporte huit nœuds avec un seul degré de liberté, la température, à chaque nœud. Il est applicable à une analyse thermique en 3D, en régime permanent ou transitoire. Il peut également compenser le flux de chaleur dû au transfert de masse à partir d'un champ de vitesse constante. Si le modèle contenant l'élément solide conducteur doit également être analysé structurellement

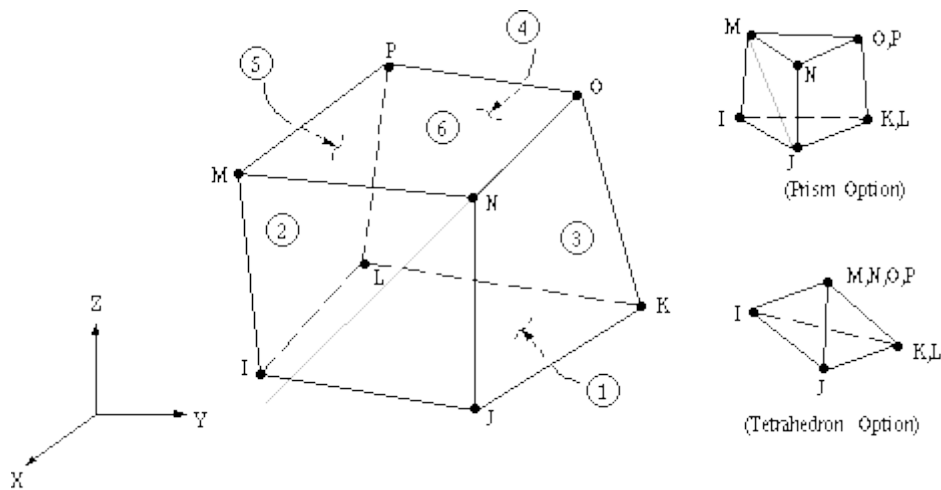


Figure V. 5. Géométrie de l'élément solide (SOLID70).

V.1.2.2 Comportement des matériaux utilisés

Béton : La modélisation du béton est faite avec l'élément SOLID65 qui est capable de prédire le comportement non linéaire des matériaux en béton. L'approche de la fissure a été largement adoptée au cours des dernières décennies. La résistance à la traction du béton est typiquement de 8 à 15% de la résistance à la compression. Le coefficient de transfert de cisaillement utilisé dans cette étude est égal à 0,2.

Armatures : La modélisation des armatures s'est faite avec les éléments Link8. L'acier pour les modèles d'éléments finis est supposé être un matériau élastique-plastique et parfaitement identique en traction et en compression.

Renforts en composites: Pour cette étude, le CFRP est supposé être un matériau particulièrement orthotrope et transversalement isotrope, où les propriétés des composites de CFRP sont les mêmes dans toute direction perpendiculaire aux fibres. CFRP est appliqué en dessous des poutres pour une plus grande résistance à la flexion et au cisaillement, en raison de sa déformation supérieure à la rupture. Les propriétés du composite CFRP sont supposées linéaires élastiques tout au long de cette étude.

V.1.2.3 Géométrie et propriétés des modèles étudiés

a- Géométrie de l'assemblage collé CFRP/Isolant

Le modèle de FEA a été proposé pour modéliser les spécimens expérimentaux. Alors toutes les dimensions et les propriétés des matériaux des deux substrats (adhérents) étaient à la fois identiques représentés par l'assemblage collé CFRP/CFRP et non identiques par CFRP/isolant thermique comme indiqué dans le chapitre précédent. Les dimensions des différents assemblages collés sont les mêmes ceux des couches composantes de la poutres fissurées-réparées. Un élément à quatre nœuds a été employé pour modéliser les adhérents composés et la couche adhésif.

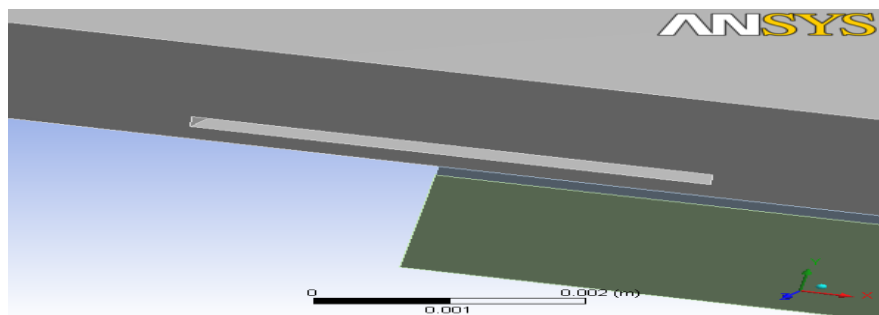


Figure V. 6. Géométrie de l'assemblage collé fissuré.

b- Géométrie de la poutre fissurée réparée

La figure V.7 montre la géométrie de la poutre avec une longueur de 3000mm et de section transversale de (300x200) mm². La poutre est renforcée par des barres de ferrailage de 16 mm de diamètre (détails dans la figure V.8), la dalle en béton armé est réparée par des bandes en feuilles de CFRP transversalement contrairement à la poutre qui renforcée sur sa longueur. La poutre est simplement appuyée. Une charge concentrée est appliquée au milieu de la poutre. Une fissure de forme elliptique située entre la couche de CFRP et la poutre en béton armé.

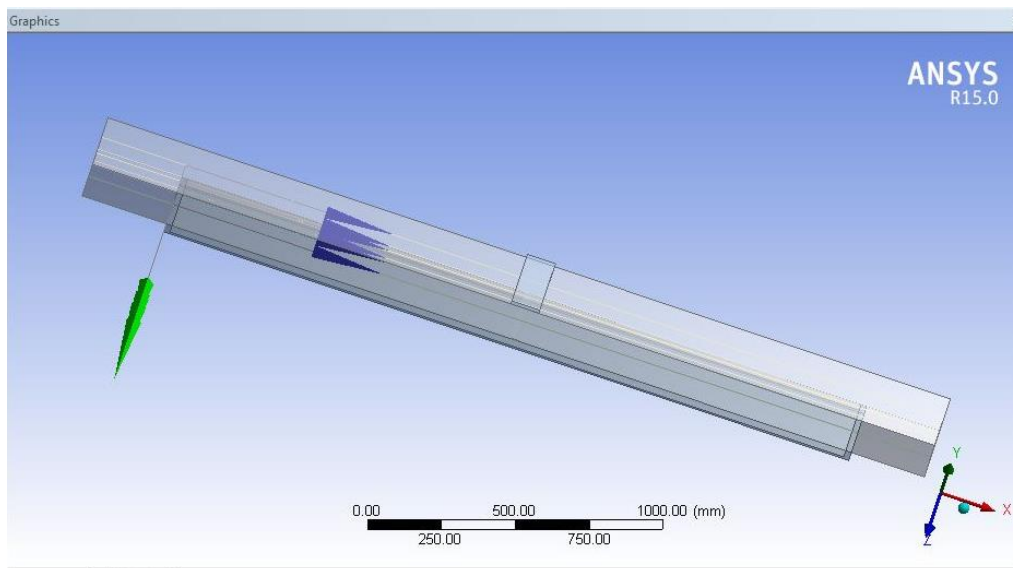


Figure V. 7. Géométrie de la poutre fissurée-réparée.

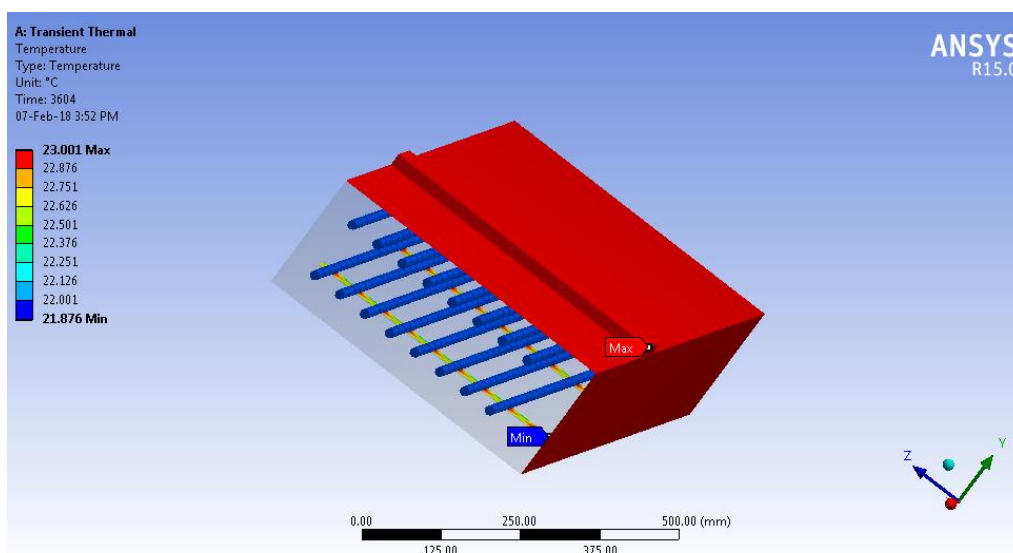
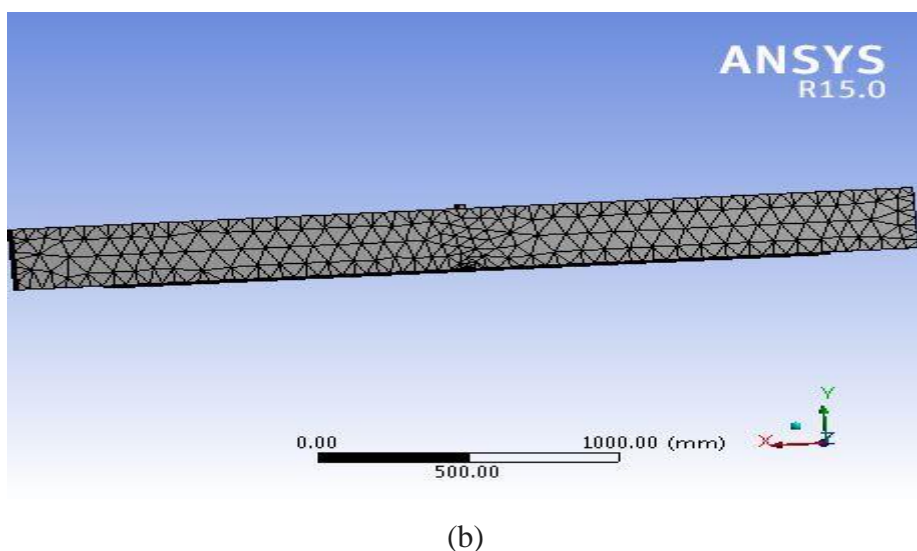
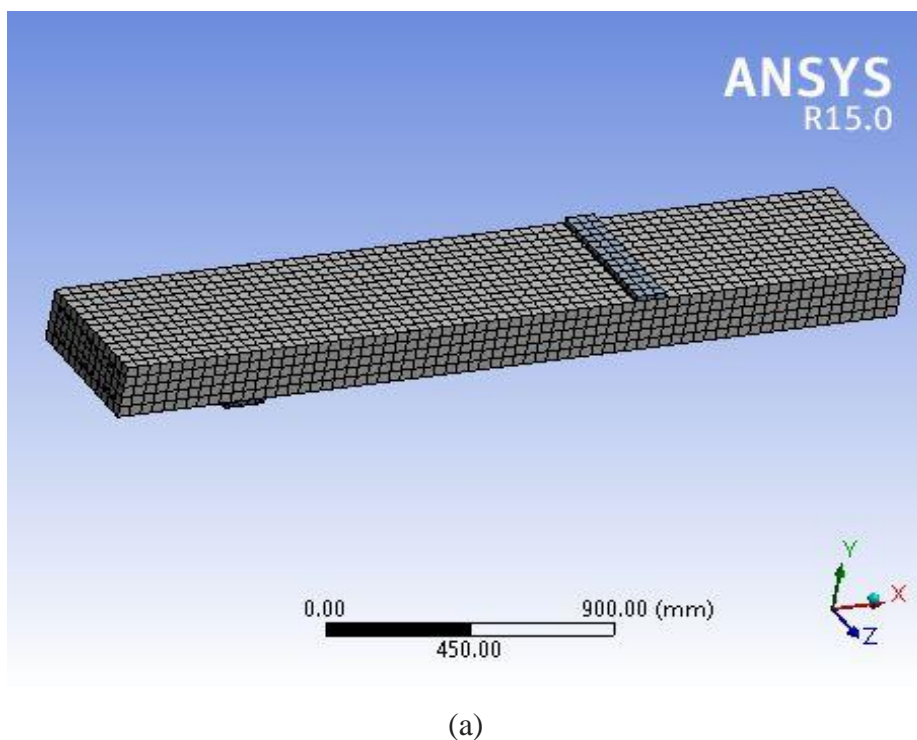


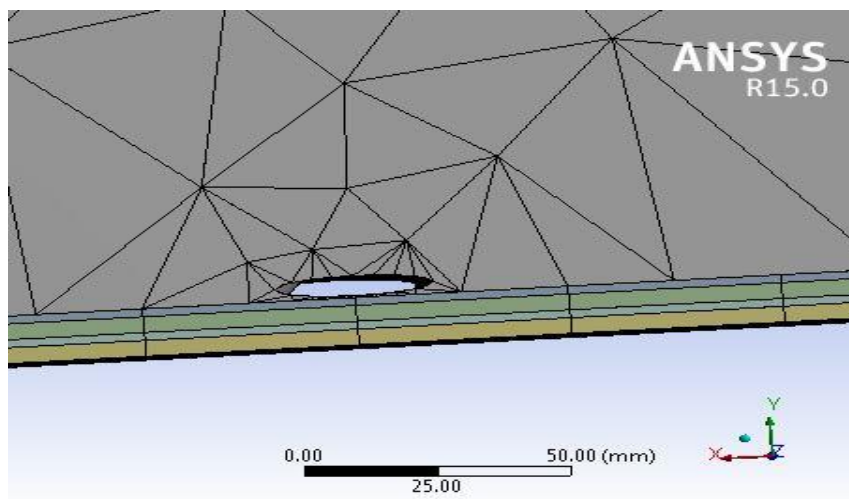
Figure V. 8. Ferrailage de la dalle réparée.

V.1.2.4 Discrétisation et condition aux limites

a- Maillage

Le maillage FE du modèle de poutre est illustré à la figure V.9. Pour obtenir de bons résultats de Solid65, l'utilisation d'un maillage rectangulaire est recommandée. Par conséquent, le maillage a été mis en place de telle sorte que des éléments rectangulaires ont été créés (figure V.9a). Ceci règle correctement la largeur et la longueur des éléments dans les plaques afin qu'elles soient cohérentes avec les éléments et les nœuds de la plaque. Le maillage global des volumes de béton, de plaque et du support est illustré à la figure V.9b, c.





(c)

Figure V. 9. (a) Maillage de la dalle réparée, (b) maillage de la poutre fissurée-renforcée, (c) détail de la zone fissurée.

b- Conditions aux limites et charges appliquées

Pour l'assemblage collé CFRP est soumis à une charge de traction aux deux bords libres des adhérents.

Les conditions aux limites symétriques ont été simulées par un appui au niveau de chaque nœud placé perpendiculairement à chaque plan de symétrie. Puis une charge concentrée de 150 kN / m est appliquée sur la face supérieure de la poutre de la structure. Cette charge mécanique a été simulée dans le modèle FE en appliquant une pression de 7.5 MPa à la face supérieure de la poutre.

Le modèle est considéré comme symétrique par rapport à une section verticale à mi-portée et est également symétrique par rapport à une section verticale par $b / 2$ dans le cas de la dalle. Ainsi, la largeur de section du modèle est de 200 m et la profondeur de la section est de 0,150 m, comme illustré à la figure V.10.

Les nœuds définissant un plan vertical traversant la section transversale de la poutre à mi-distance définissent un plan de symétrie, les nœuds de ce plan ont une contrainte de degré de liberté $u_x = 0$. Les nœuds définissant un plan vertical à la moitié de la largeur de la section transversale, définissent un autre plan de symétrie, les nœuds de ce plan ont une contrainte de degré de liberté $u_z = 0$. Les conditions aux limites, les appuis et les chargements sont illustrées à la figure V.10b.

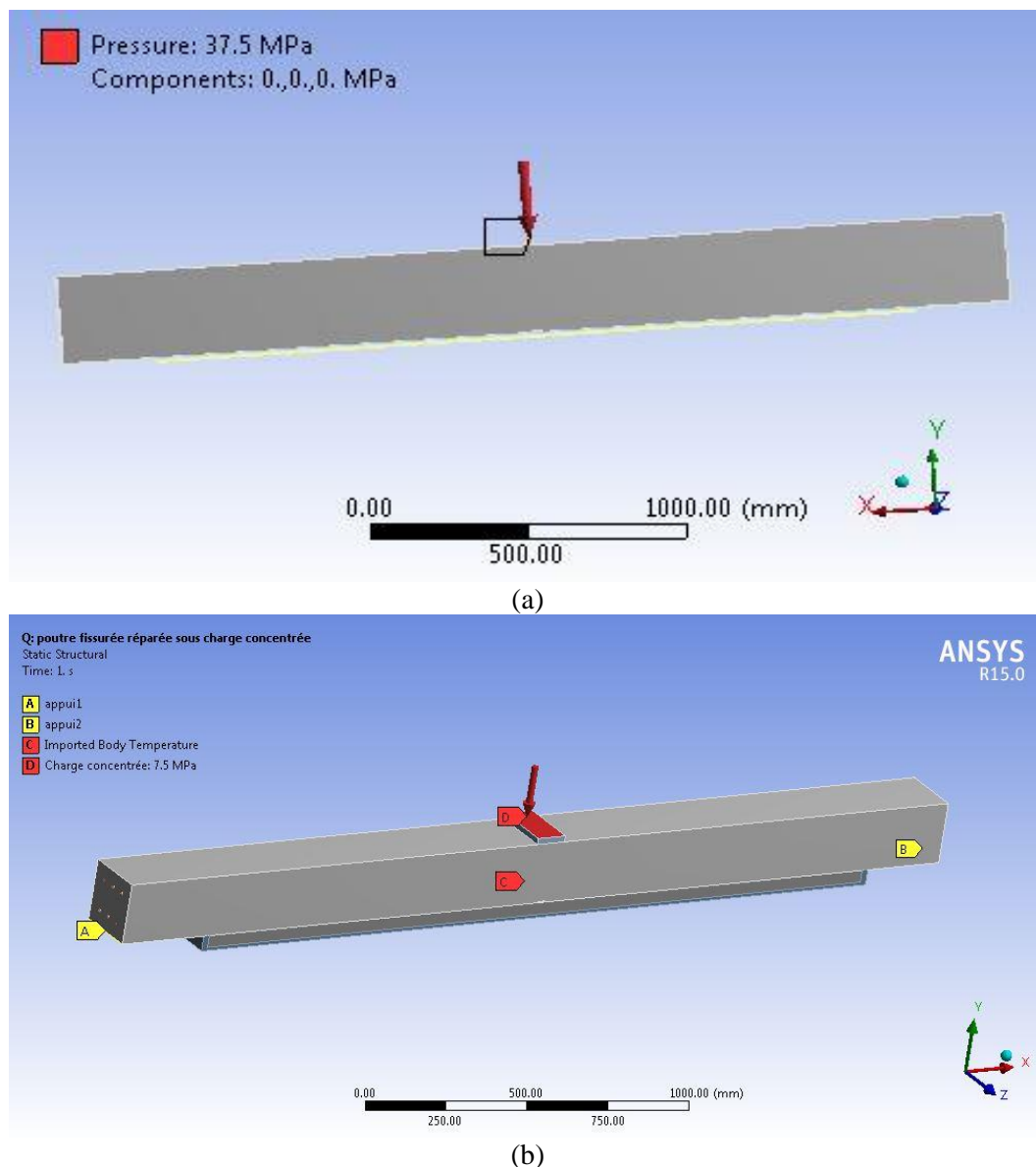


Figure V. 10. Les charges appliquées sur la poutre: a) charge mécanique, b) charge thermique.

V.2 Procédure numérique

La modélisation par la méthode des éléments finis des configurations (assemblage collé, poutre et dalle) qui sont étudiées dans le chapitre IV. Les codes de calcul utilisés visent à modéliser le comportement des (poutres) pour en tirer des informations inaccessibles par l'analyse théorique, notamment sur l'effet thermique du champ de contraintes au niveau des interfaces CFRP/Isolant autant que matériau de réparation et Béton/CFRP autant qu'élément de structure réparé. Les modèles étudiés sont comme suit:

- Assemblage collé
- Poutre fissurée réparée par CFRP

- Poutre renforcée par CFRP avec isolant thermique
- Dalle renforcée par CFRP sans/avec isolant thermique

Avant tout nous allons faire une comparaison avec l'étude analytique de la poutre fissurée et réparée, dont nous exposant différentes solutions étudiée dans la littérature pour le calcul des contraintes de cisaillement d'interface béton/CFRP.

Deux problèmes sont pris en compte. La poutre est en béton armé renforcée par une plaque en CFRP. La poutres est simplement supportée et soumise à une charge concentré au milieu. Les dimensions et les propriétés des matériaux sont données dans le tableau V.1. La portée de la poutre en béton armé est de 3000 mm, la distance du support à la fin de la plaque est de 300 mm, la charge concentrée est de 150 kN.

Tableau V. 1: Géométrie et propriétés des matériaux utilisés.

Eléments	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson
Poutre en BA	200	300	30000	
Couche d'adhésif	200	2	2000	0.35
Plaque en CFRP	200	4	200000	

Dans cette section nous allons travailler sur l'effet thermomécanique sur l'assemblage collé CFRP/Isolant, la poutre réparée et voir l'influence de la température élevée sur les performances de la réparation en feuilles de CFRP sans/avec isolation thermique.

V.2.1 Analyse thermique

L'analyse thermique a commencé par l'application de la courbe température-temps de la norme ISO 834 [2] ou bien ASTM E119 [3] à la sous face du modèle FE.

L'effet du transfert de chaleur sur la dégradation des propriétés mécaniques des interfaces CFRP et béton est obtenu en effectuant une analyse thermique transitoire dans le domaine temporel à l'aide du logiciel ANSYS WORKBENCH [1] pour les conditions d'incendie se produisant au bas de la poutre. La précision de l'analyse a été vérifiée en comparant les résultats de température du modèle FE aux données des résultats obtenus par le code de calcul Matlab [4] (voir annexe 2).

V.2.2 Passage de l'analyse thermique à l'analyse thermomécanique

Les éléments thermiques ont été convertis en éléments structuraux pour modéliser les différents matériaux pour l'analyse des contraintes structurelles comme suit: Pour le béton, l'élément thermique SOLID70 est converti en élément structurel SOLID65. Pour le matériau

CFRP, l'élément thermique SOLID70 est converti en élément structural SOLID46. Pour le matériau d'isolation a base de gypse VG, l'élément thermique SOLID70 est converti en élément structural SOLID45. Pour le matériau de renforcement en acier, l'élément thermique LINK33 est converti en élément structural LINK8.

Les températures de l'analyse thermique sont importées pour chaque nœud de la structure comme mentionné dans la figure V.11. Ce transfert de données tel que les températures se fait par un schéma structural comme le montre la figure V.12.

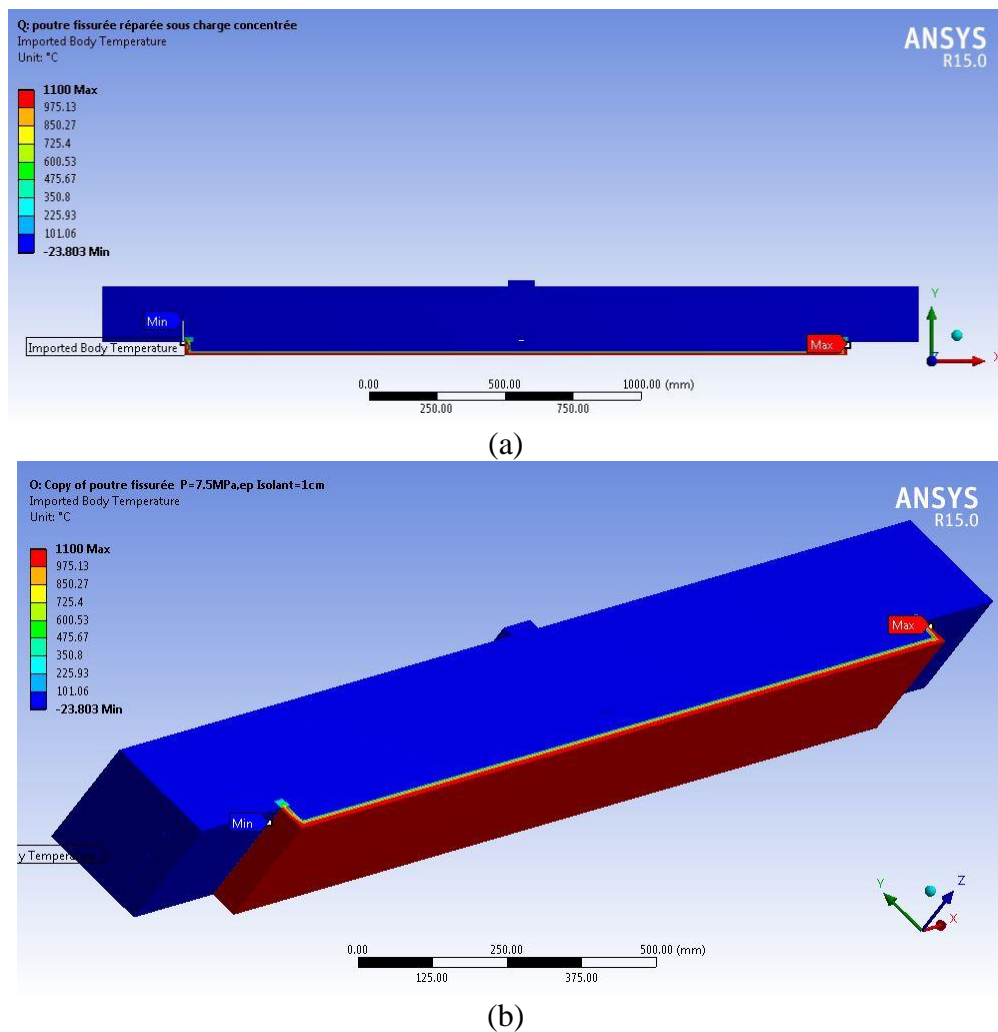


Figure V. 11. Température importée pour analyse mécanique : (a) vue de face de la poutre réparée, (b) vue de dessous de la poutre.

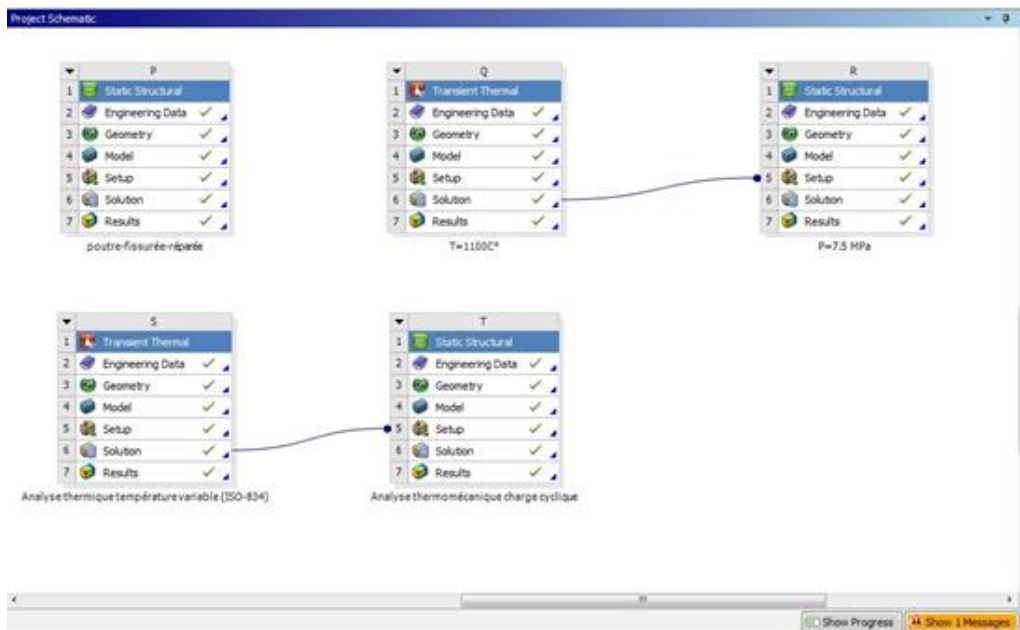


Figure V. 12. Schémas du projet de calcul par ANSYS Workbench.

La répartition de la température résultant du modèle FE thermique en comparant la prédite et celle des recherches littérature mentionné dans le chapitre III à différents points important de la poutre. Afin d'obtenir une prédiction précise du transfert de chaleur à l'intérieur de la section transversale de la poutre, les propriétés - thermiques et mécaniques des matériaux constitutifs avec une température croissante sont nécessaires pour l'analyse thermique et la contrainte. La variation normalisée du module d'élasticité (rigidité),

Il convient de noter que les propriétés thermiques et mécaniques à température élevée pour le béton et l'acier ont été étudiées en détail précédemment (chapitre III). D'autre part, la recherche sur les propriétés thermiques et mécaniques à température élevée de matériaux d'isolation thermique utilisés dans des applications de construction et de l'infrastructure n'a pas été largement étudiée.

V.2.3 Analyse thermomécanique

Pour l'analyse thermomécanique, les courbes des matériaux sont numérisées à partir de la littérature scientifique (voir annexe 1) afin d'alimenter l'analyse en fonction de l'historique thermique de la conductivité thermique, de la chaleur spécifique, de la perte de masse, de la dégradation de la rigidité et du coefficient de dilatation thermique. L'application d'une charge concentrée à la face supérieure de la poutre du modèle structural. Suivi par importation des charges de température à partir des résultats de l'analyse thermique.

Pour la convergence, l'option pas à pas de temps (step by step time) est activée automatiquement par la méthode d'itérations d'équilibre de Newton-Raphson.

Pour éviter tout endommagement de notre modèle, il faut respecter les caractéristiques et les propriétés thermiques et mécaniques de chaque matériau comme détaillé dans le chapitre III et l'annexe 1.

- La température dans la couche en CFRP ne doit pas dépasser 250 ° C.
- La contrainte de cisaillement de l'interface CFRP / béton ne doit pas dépasser 4,5 MPa.

Chapitre VI

Chapitre VI : Résultats et discussion

VI.1 Introduction

Dans un premier temps, nous allons présenter et discuter les résultats issus de notre modèle analytique. Par la suite, nous comparerons nos résultats à ceux de l'approche numérique.

L'analyse du comportement mécanique et thermomécanique de l'assemblage collé en CFRP et de la poutre fissurée-réparée est basée sur les résultats numériques (évolution contrainte de cisaillement de l'assemblage collé, évolution des contraintes d'interfaces de l'élément de la dalle tablier de pont (poutre) et évolution des fissures). Sous l'effet mécanique (traction et flexion), l'effet de l'état endommagé (présence de fissure) et la sollicitation thermique (incendie normalisé-ISO 834). En ajoutant le rôle important de la protection thermique (épaisseur de l'isolant).

VI.2 Etude de l'assemblage collé pour la réparation et/ou le renforcement des structures.

VI.2.1 Analyse mécanique de l'assemblage collé (composites CFRP)

VI.2.1.1 Effet de la longueur de fissure sur la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement le long du recouvrement (milieu de la couche d'adhésive) est calculée et tracée par rapport à la longueur de chevauchement pour les modèles de joint de cisaillement à un seul recouvrement avec différentes longueurs de fissure. La figure VI.1 montre la distribution de la contrainte de cisaillement dans la couche adhésive. Nous avons évalué la contrainte de cisaillement au bord en termes d'augmentation progressive de la longueur de fissure de 0 – 4 mm. De cette figure, cette contrainte diminue visiblement en fonction de la longueur de fissure parce que la fissure absorbe une partie de l'énergie dissipée aux deux bords. Les distributions de la contrainte de cisaillement pour différentes longueurs de fissures $X_A = 2\text{mm}$ et $X_A = 4\text{mm}$ montrent la même variation que le modèle sans fissure, la seule différence pour la contrainte de cisaillement maximale à la fin du bord libre de la partie du chevauchement de l'assemblage collé

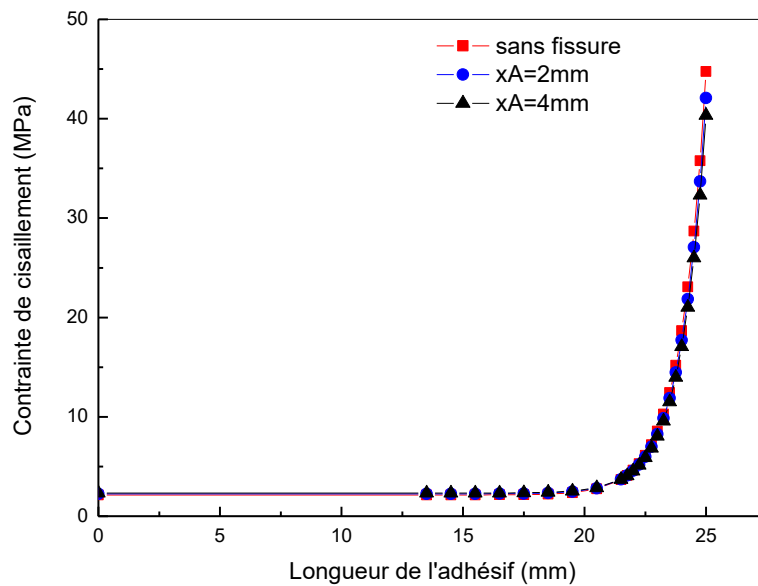


Figure VI. 1. Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la demi-longueur de fissure.

VI.2.1.2 Effet de la position de fissure sur la contrainte de cisaillement

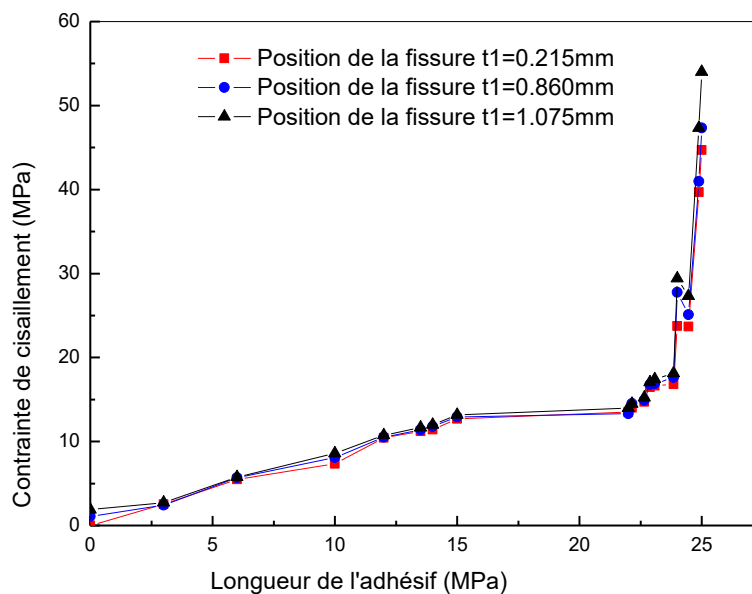


Figure VI. 2. Variation de la contrainte de cisaillement pour différente position de fissure.

Pour évaluer la contrainte de cisaillement le long de la couche adhésive, nous avons fait varier l'emplacement de la fissure de 0,215 à 1,075 mm du joint collé (Figure VI2). Il ressort clairement de cette figure que les trois courbes suivent la même allure, à l'exception d'une différence remarquable qui apparaît au bord du joint collé. La présence de la fissure génère

une petite perturbation des contraintes dans la couche adhésive et cette perturbation ou concentration des contraintes diminue ou disparaît lorsque la distance entre la position de la fissure et la couche adhésive augmente.

VI.2.1.3 Corrélation entre les résultats analytiques et numériques

On constate un bon accord entre les résultats analytiques et numériques, comme le montre le tableau VI.1. La contrainte de cisaillement maximale (au bord libre) de l'assemblage collé présentée avec différentes longueurs de fissure, quand la longueur de fissure augmente de 2mm à 10mm. La contrainte de cisaillement maximale prédite par FEA et le modèle analytique diminue, comme il y a une petite différence observée entre les deux modèles.

Tableau VI. 1: Comparaison des résultats de la contrainte de cisaillement maximale (charge appliquée: 410.22 N/mm).

Longueur fissure (mm)	Modèle analytique τ_{max} (MPa)	Modèle FEA τ_{max} (MPa)	Différence relative (%)	Facteur K
sans fissure	74.6336	71.692	3.94	0.6757
2	69.4567	68.561	1.29	0.6016
4	65.4372	64.675	1.16	0.5441
6	62.2691	62.450	0.29	0.4988
8	59.7458	60.583	1.40	0.4627
10	57.7237	58.083	0.62	0.4337

VI.2.2 Analyse thermique de l'assemblage collé

Nous savons que l'exposition des composites en CFRP à des températures élevées pendant un temps considérable influe sur leurs propriétés mécaniques. Cette augmentation de la température provoque généralement la réduction des propriétés mécaniques tel que le module de Young, pour cela un programme de calcul en MATLAB a été élaboré afin de décrire le comportement thermique de l'assemblage collé destiné pour la réparation de la poutre en béton armé.

VI.2.2.1 Distribution de la température à différentes couches de l'assemblage collé

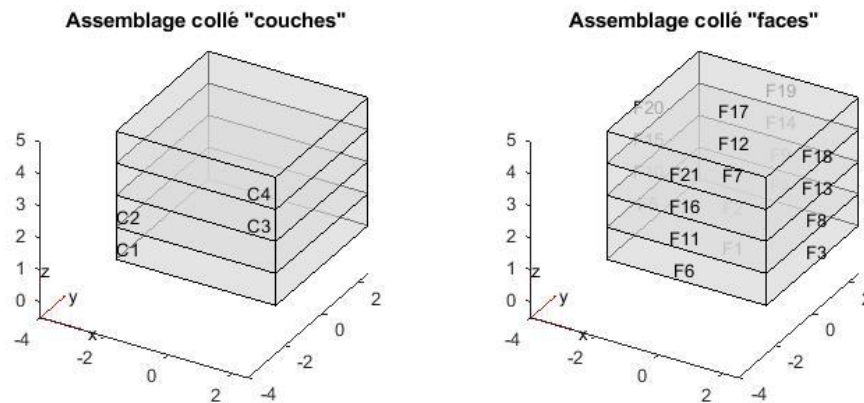


Figure VI. 3. Géométrie de l'assemblage collé; c1, c2 : couche de l'isolant; c3 : adhésif et c4 : CFRP.

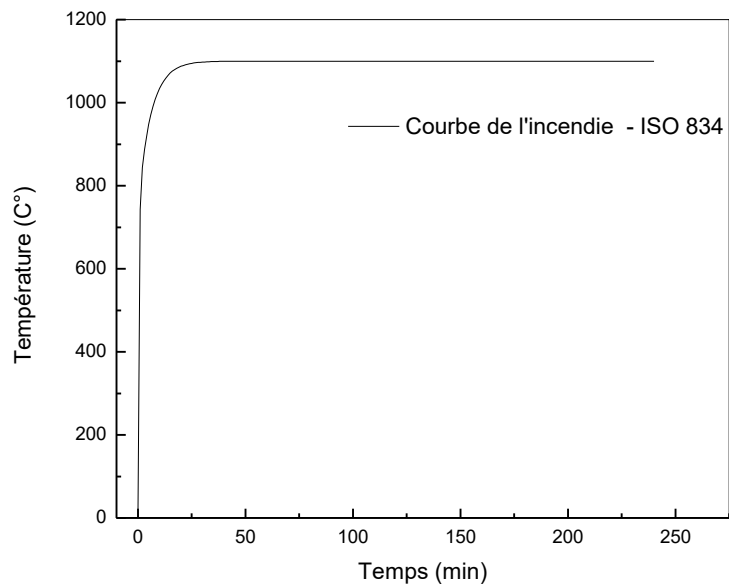


Figure VI. 4. Température appliquée en fonction du temps en dessous de la surface du tablier de pont.

L'assemblage collé illustré à la figure VI.3 est soumis en dessous à une température variable dans le temps qui traduit la courbe de l'incendie simulé (iso-834) voir figure VI.4.

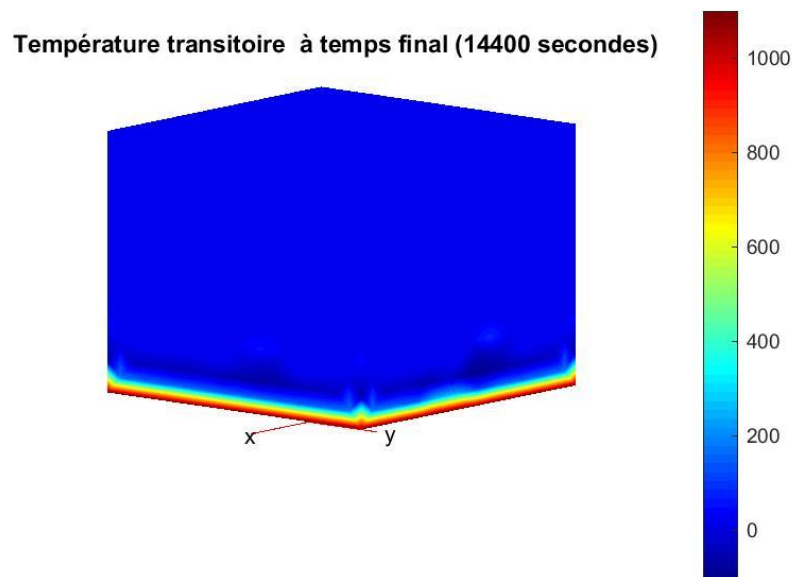


Figure VI. 5. Distribution de la température dans les couches de l'assemblage collé.

La figure VI.5 montre l'évolution de la température, l'analyse de la distribution de la température dans les différentes couches de l'assemblage montre qu'elle est monotone décroissante à partir du plan de extérieur de l'isolant. Au début du plan de chauffage jusqu'à la couche de CFRP, on constate une très importante pente, puis on tend l'atténuation de cette dernière

VI.2.3 Analyse thermomécanique du joint de réparation

- Effet de la température sur le module de Young du CFRP

Pour la variation du module de Young en fonction de la température on s'est basé sur le modèle de Bisby [1] représenté dans la figure VI.6.

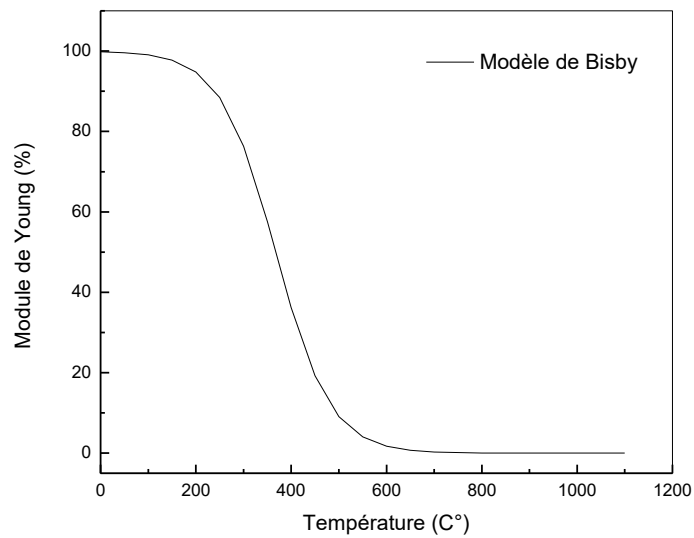


Figure VI. 6. Dégradation du module de Young du CFRP à des températures élevées selon [1].

VI.2.3.1 Effet de la température sur la distribution des contraintes de cisaillement du joint de colle

Après détermination de distribution de la température dans les couches de l'assemblage collé, nous allons voir la variation de la contrainte de cisaillement au niveau de cet assemblage en variant le module de Young comme indiqué dans la figure VI.7.

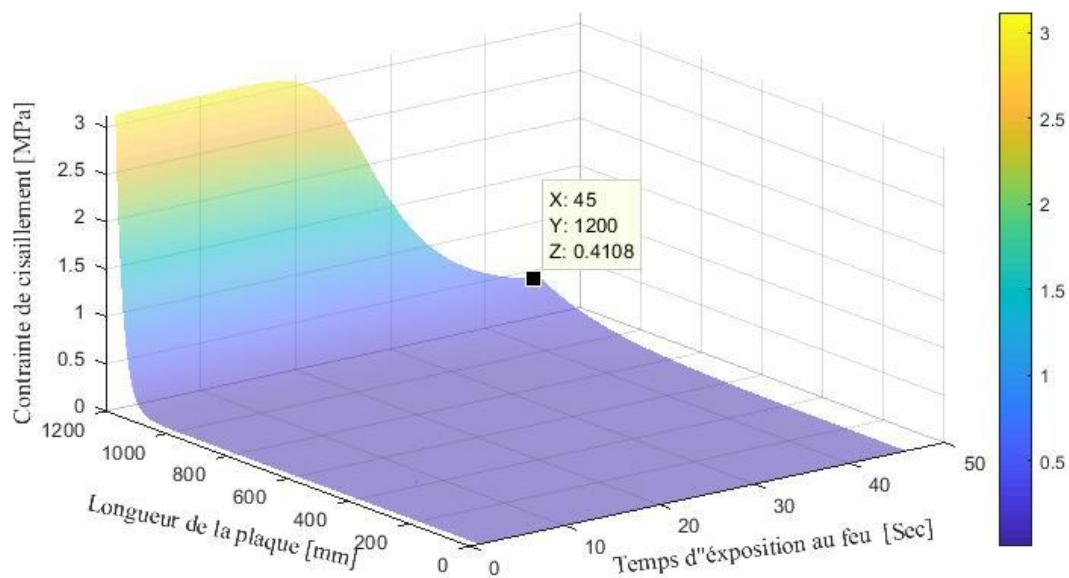


Figure VI. 7. Variation de la contrainte de cisaillement au début de l'incendie.

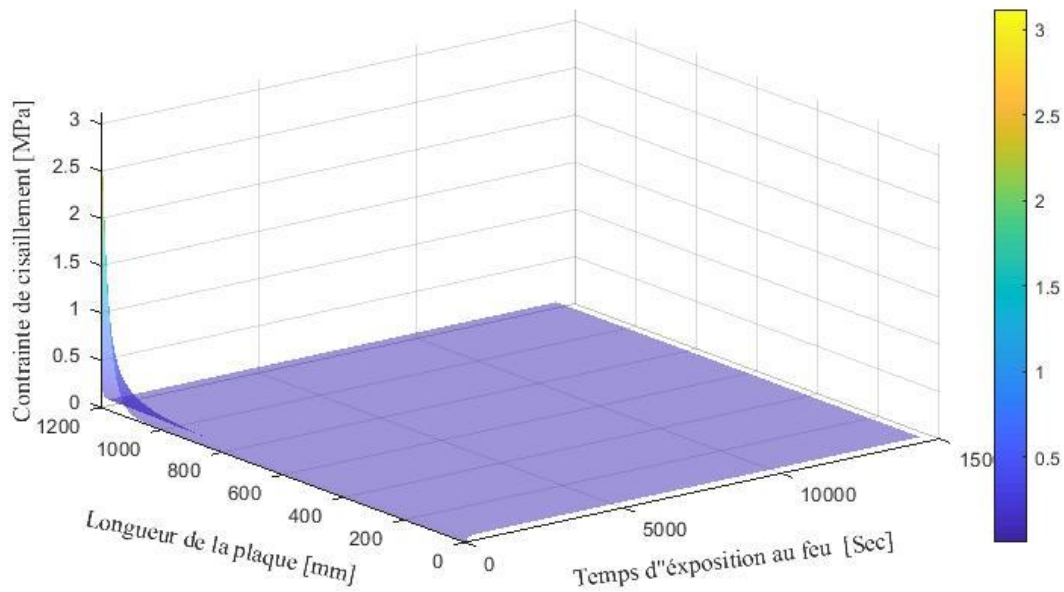


Figure VI. 8. Variation de la contrainte de cisaillement pour 4 heures d'incendie.

La figure VI.8 illustre la variation de la contrainte de cisaillement de l'assemblage collé le long de la plaque en CFRP en fonction de la température. On observe en général une baisse de la contrainte avec la montée de la température, la contrainte de l'assemblage est légèrement stable au point maximum de 3.116 MPa pour un temps d'exposition au feu [0-20] secondes, dans l'intervalle [20-45] secondes l'augmentation de la température influe sur la résistance du joint de colle qui a perdu presque son intégrité comme indiqué sur la figure VI.8.

VI.3 Conclusion de la partie A

L'analyse thermomécanique faite pour l'assemblage collé a permis d'étudier son comportement et d'obtenir des résultats qui peuvent être résumés comme suit :

La présence d'une fissure affecte de manière significativement baissière la répartition des contraintes de cisaillement dans la couche adhésive.

La présence de fissures à une distance considérable (1.075 mm) n'exerce aucun effet sur la répartition des contraintes de cisaillement dans l'adhésif.

Les résultats comparés ont montré un bon accord entre la contrainte de cisaillement maximale de la section fissurée calculée par FEA (ANSYS) et celle du modèle analytique au bord libre de la couche adhésive.

Une sollicitation thermique influence et diminue les performances du composite CFRP à partir des températures élevées, La durée d'exposition du composite CFRP entre [0-20] secondes n'a pas d'incidence notable sur l'adhérence des substrats de l'assemblage collé. En revanche la contrainte de cisaillement décroît sensiblement au-delà de 20 secondes.

En résumé, cette partie d'étude a présenté l'effet de fissure et le comportement mécanique sur l'état endommagé des feuilles en CFRP ainsi que l'impact de la température et le temps d'exposition à l'incendie sur la contrainte de cisaillement de l'assemblage collé ce qui nous a donné une bonne lecture sur le comportement thermomécanique des CFRP utilisées et nous permet de prédire la température seuil afin de la dépasser et prolonger la durée d'exposition à l'incendie en utilisant un isolant thermique, Ceci est très important pour la préparation d'un matériau composite souhaitable pour la réparation des structures endommagées en génie civil tel que la poutre et dalle de tablier de pont comme nous allons voir par la suite.

VI.4 Etude de la poutre fissurée et réparée par feuilles de CFRP

Ces contraintes sont obtenues au niveau de l'interface de poutre en béton et la plaque en CFRP. Le modèle analytique adopté néglige les déformations de cisaillement, ce modèle a été modifié par la suite en imposant une fissure au niveau de la poutre.

VI.4.1 Effet de la fissure sur la contrainte de l'interface poutre/CFRP :

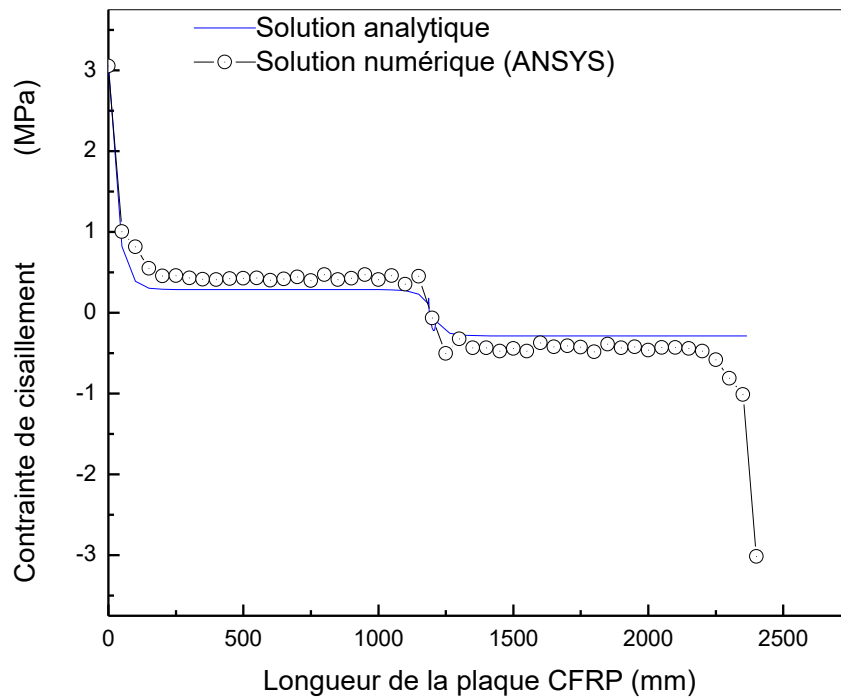


Figure VI. 9. Poutre fissurée-réparée soumise à une charge concentrée.

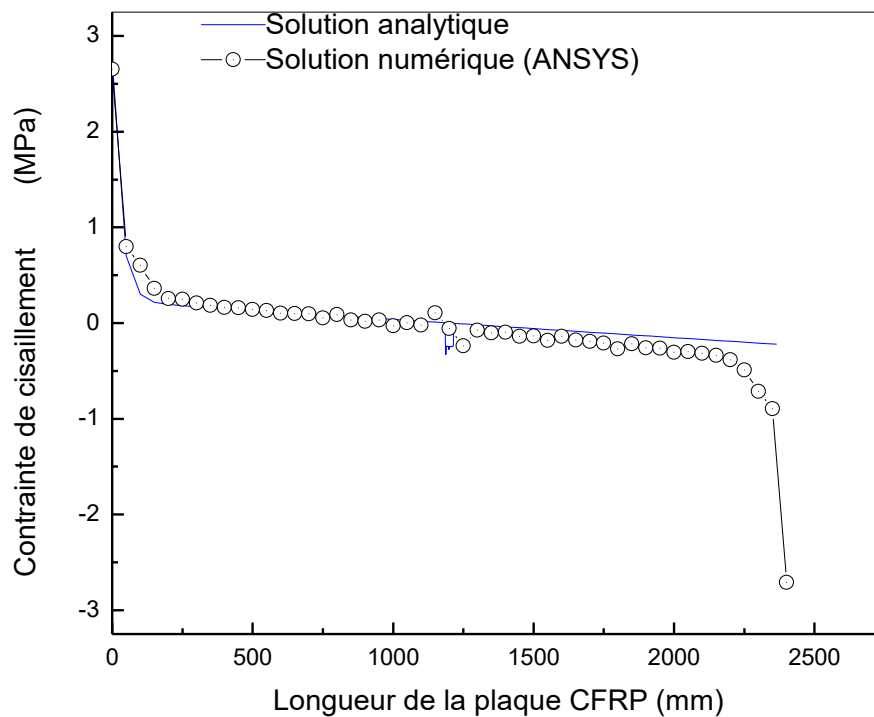


Figure VI. 10. Poutre fissurée-réparée soumise à une charge répartie.

Dans les figures VI.9 et VI.10 les contraintes de cisaillement ont été calculées et déterminées à partir d'une modélisation numérique par ANSYS WB, en prenant la même échelle sur le même graphe, on remarque une très bonne concordance entre les résultats analytiques et ceux obtenus par la modélisation numérique. On remarque aussi une perturbation (variation brusque) dans la distribution des contraintes de cisaillement causée par la présence d'une fissure à une distance 1200 mm de l'appui et au dessus de l'interface béton/CFRP cette perturbation apparaît clairement quand la poutre est soumise à une charge répartie, le fond de fissure produit une augmentation significative 0.106 MPa de la contrainte (un pic positif) et une diminution jusqu'à -0.236 MPa (pic négatif).

VI.4.2 L'influence de la température sur l'intégrité structurelle du système de renforcement

Lors d'une exposition à l'incendie, l'isolant thermique est exposé à une température maximale qui diminue dans le sens de l'épaisseur, les feuilles en CFRP subissent des changements thermiques et mécaniques allant jusqu'à 218 C°, ainsi que la poutre en béton armé subit une température de 91 C° comme indiqué dans la figure VI.11.

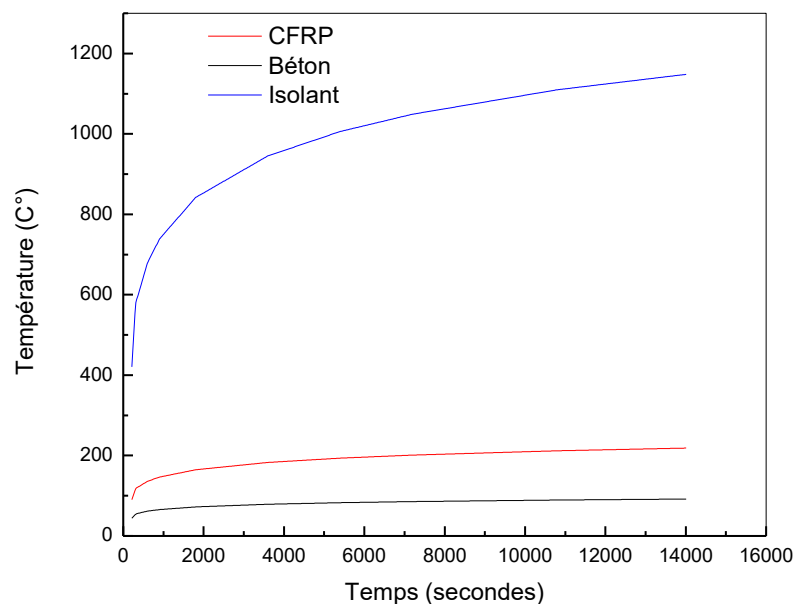


Figure VI. 11. Variation de la température des matériaux en fonction du temps.

VI.4.3 Effet de l'épaisseur de l'isolant thermique

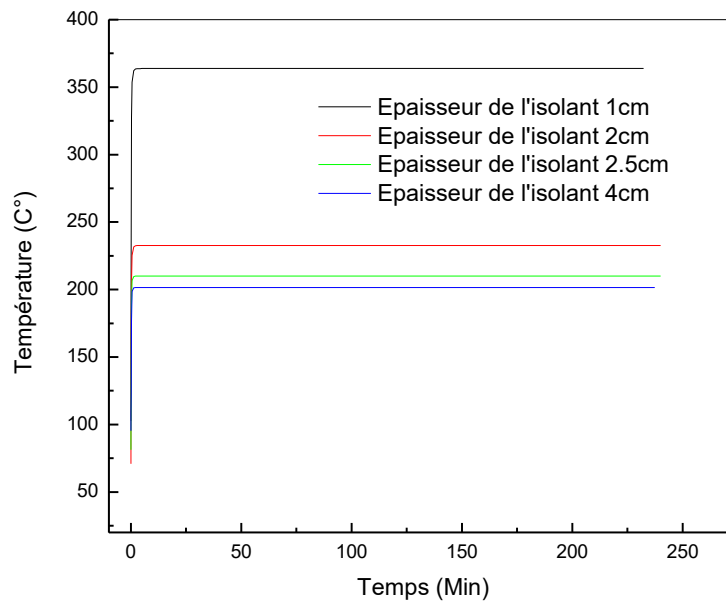


Figure VI. 12. Variation de la température au niveau de la plaque CFRP avec différentes épaisseur de l'isolant thermique.

Différents modèles ont été développés pour étudier l'influence de l'épaisseur d'isolation thermique sur la distribution de la température de l'interface béton/CFRP. La figure VI.12 montre les résultats numériques obtenus qui indiquent que, pour une exposition au feu pendant 4 heures, on remarque que pour une épaisseur de 1cm la température des feuilles en CFRP augmente jusqu'à 363 C°, par contre la température ne dépasse pas le seuil de 201 C° pour une épaisseur de 4cm, pour cela il est clair que la température dépend inversement de l'épaisseur de l'isolant thermique et que l'on peut réduire la température moyenne à l'interface et protéger les feuilles CFRP en préservant leurs performances.

VI.4.4 Effet du temps d'exposition à des températures élevées et au feu

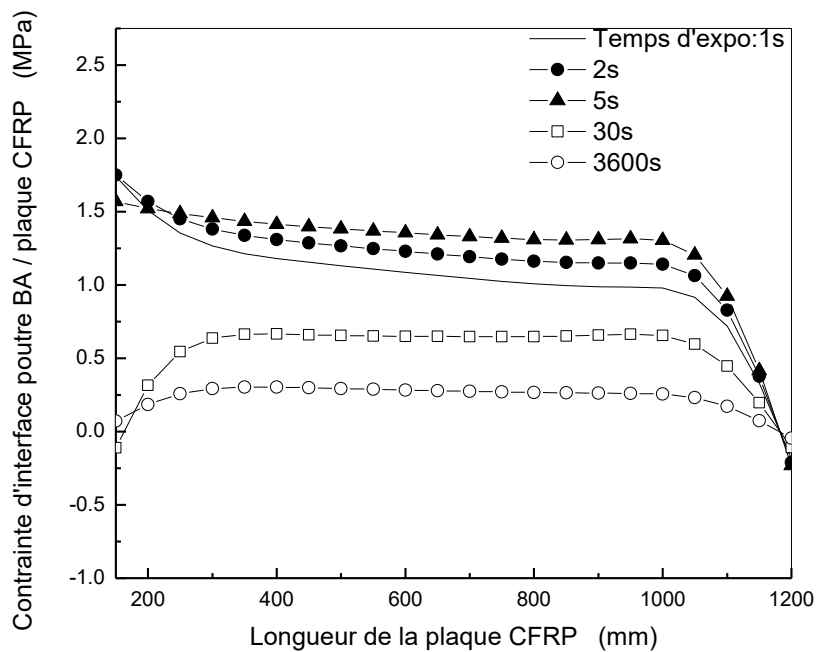


Figure VI. 13. Variation de la contrainte de cisaillement de l'interface béton/CFRP.

La figure VI.13 nous montre une variation de la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface poutre en BA/plaque en CFRP à différents temps d'exposition au feu de cette plaque de renfort/réparation, nous observant pendant les premiers temps entre le déclenchement du feu jusqu'à 5 seconde d'échauffement, une augmentation de la contrainte d'interface avec une exception (diminution) au bord libre de la plaque cela est due à l'effet de la température sur la colle de la plaque en CFRP qui a augmenté l'adhérence avec la surface en béton, au cours de l'exposition qui atteint 1 heure, on remarque un changement dans l'allure de la courbe, s'aplati en s'annulant dans les deux bords de la plaque cette diminution est causée par l'altération de la colle et la perte de l'adhérence entre le béton et le composite, la diminution de la rigidité de l'adhésif à haute température a redistribué la déformation et elle a réduit la concentration de la contrainte.

VI.4.5 Variation de la charge appliquée sur la poutre chauffée

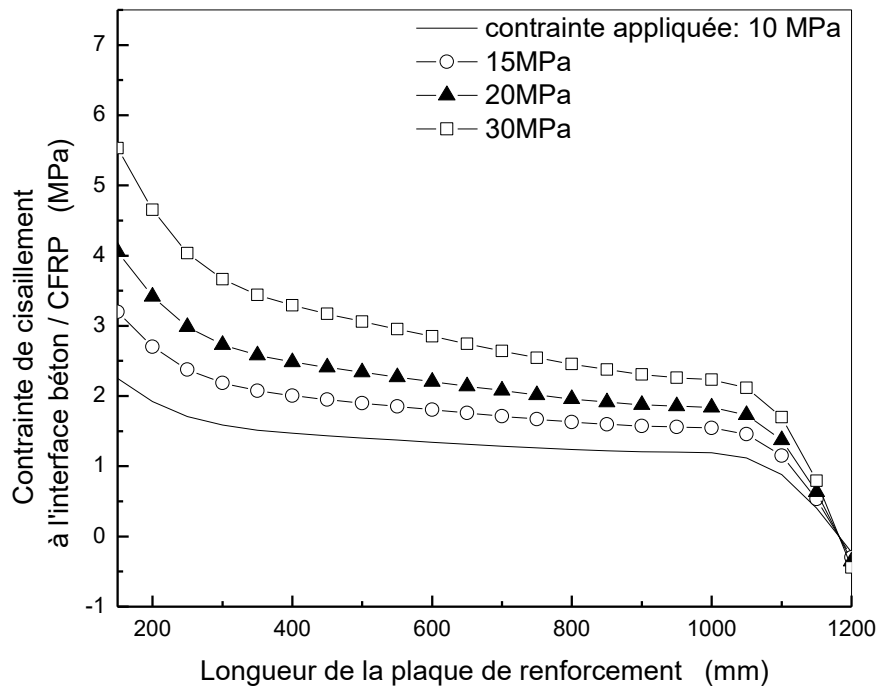


Figure VI. 14. Variation de la contrainte de cisaillement à l'interface béton/CFRP pour différentes tensions appliquées.

La figure VI.14 illustre l'évolution de la contrainte de cisaillement de l'interface béton/CFRP le long de la plaque de réparation à différentes contraintes appliquées, nous avons observé une augmentation de la contrainte d'interface sous l'effet de la charge exercée en gardant la même allure (variation) en fonction de la longueur de la plaque, contrairement à ceux de l'effet thermique.

VI.5 Conclusion de la partie B

Un modèle FE a été développé pour prédire avec précision le comportement et performance d'une poutre en béton armé fissurée et réparée et renforcée en flexion par des feuilles en CFRP. Le modèle est soumis à une simulation d'incendie par courbe temps-température ISO834.

Les résultats obtenus et interprétés d'après l'analyse thermique et thermomécanique montrent que :

La distribution de la température et le transfert de chaleur sont différents suivant la nature des matériaux utilisés.

La température déterminé des feuilles CFRP est de 218 C°, au delà de cette température les fibres de carbone perdent leurs résistances et l'intégrité structurelle.

L'augmentation de la température affecte et réduit la distribution de la contrainte de d'interface béton/CFRP contrairement à la charge appliquée.

L'épaisseur de l'isolant thermique joue un rôle très important dans la réduction et la détermination de la température des feuilles en CFRP.

Les contraintes d'interface béton/CFRP dans la poutre fissurée renforcée par des feuilles en fibres de carbone ont été étudiées par une méthode théorique améliorée.

En tenant compte de la fissuration du béton et utilisant le principe de superposition dans l'étude théorique, les résultats obtenus sont validés par la modélisation numérique on montrés que l'influence de la fissure sur la distribution des contraintes est significative.

VI.6 Approfondissements de l'étude thermomécanique du tablier de pont

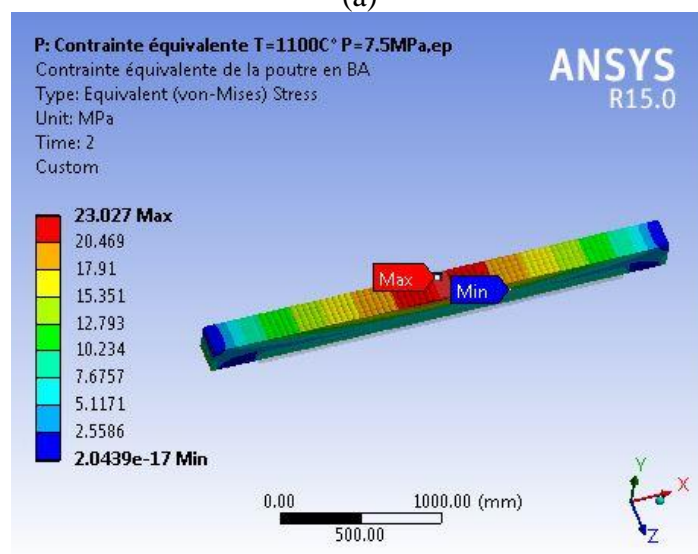
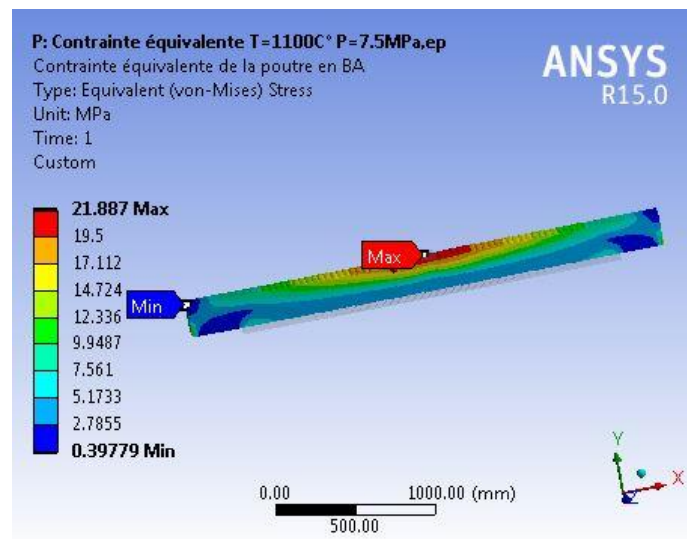
VI.6.1 Contrainte équivalente de la poutre réparée

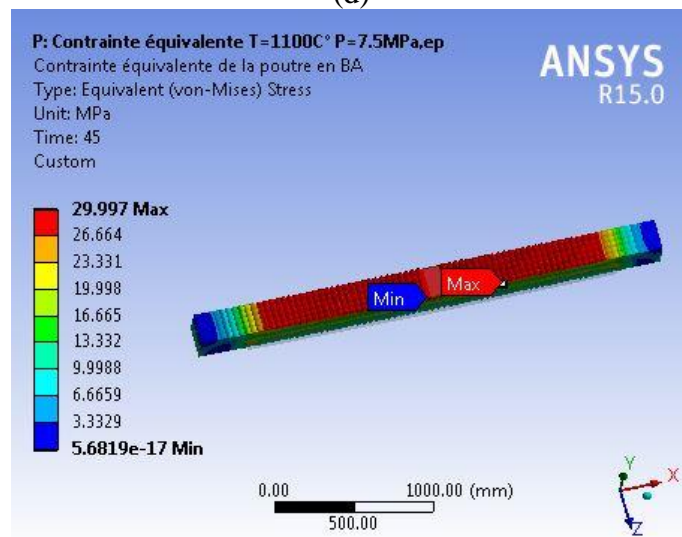
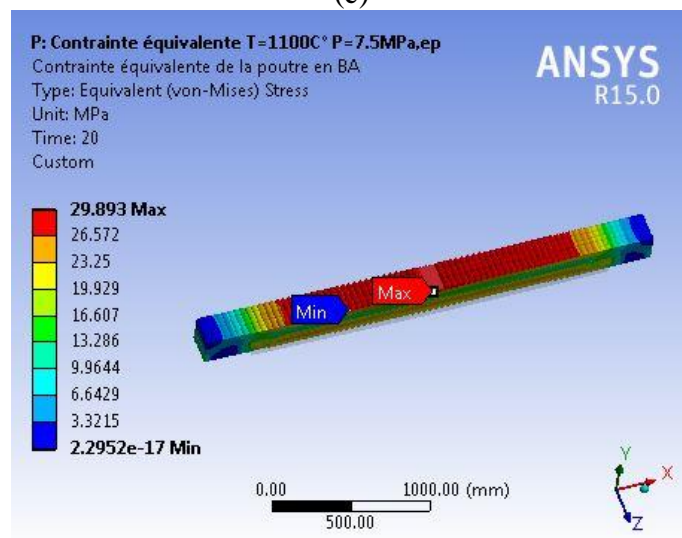
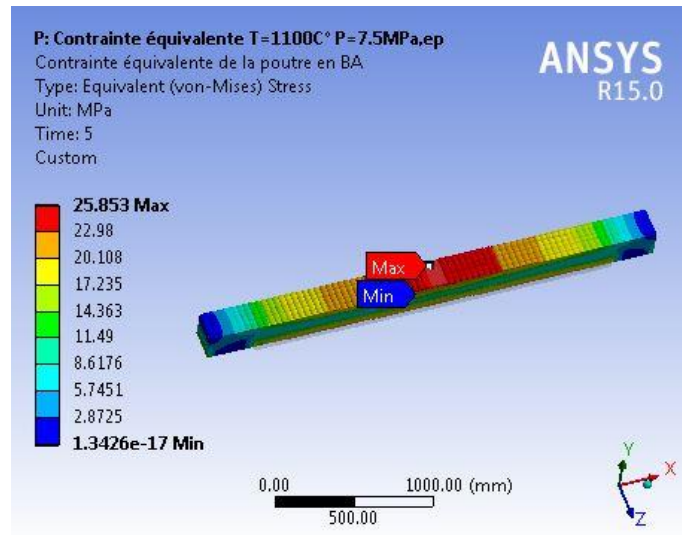
Une étude a été réalisée pour évaluer l'effet de la variation des propriétés mécaniques en fonction de la température sur les contraintes équivalente du tablier de pont. Une analyse thermomécanique a été effectuée (des propriétés mécaniques variables avec la température). Les contraintes équivalentes ont été calculées pour différentes températures.

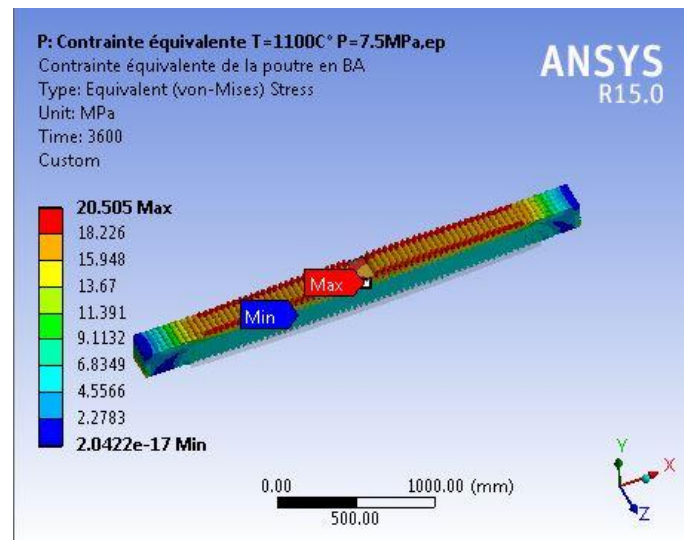
De façon générale, pendant le déclenchement de l'incendie, l'isolant thermique du tablier est soumis à une augmentation de température (courbe ISO 834) la partie inférieure de la poutre réparée s'allongent

Nous avons analysé la distribution et le niveau des contraintes pour le premier type de chargement. Les contraintes les plus fortes sont localisées au niveau haut de la poutre. L'intensité de la contrainte peut atteindre un niveau trop élevé

Les figures (VI.15a, b, c, d, e et f) montrent la distribution des contraintes équivalentes de la poutre tablier pour les cas où les propriétés mécaniques varient en fonction de la température. La valeur initial de la contrainte équivalente est de 21 MPa avec une température ambiante de 20 C° à l'instant du déclenchement de l'incendie, au cours de l'exposition à l'incendie la contrainte équivalente de la poutre atteint son maximum de 30 MPa pour une température que subit l'isolant thermique de 1100 C°, Par la suite cette valeur se réduit jusqu'à 20 MPa. La contrainte calculée dans ce cas diminue donc d'environ 66%. Cette réduction de la contrainte équivalente est due à la dégradation du module de Young du béton sous l'effet de la température. Nous avons remarqué une concentration de contrainte au tour la pré-fissure comme le montre la figure VI.16.







(f)

Figure VI. 15. Contrainte équivalente de la poutre en BA à différentes températures de l'incendie ISO 834: (a) : $T_f=20\text{ C}^\circ$, (b) : $T_f=743\text{ C}^\circ$, (c) : $T_f=920\text{ C}^\circ$, (d) : $T_f=1085\text{ C}^\circ$, (e) : $T_f=1100\text{ C}^\circ$, (f) $T_f=1100\text{ C}^\circ$ pendant 1 heure d'exposition.

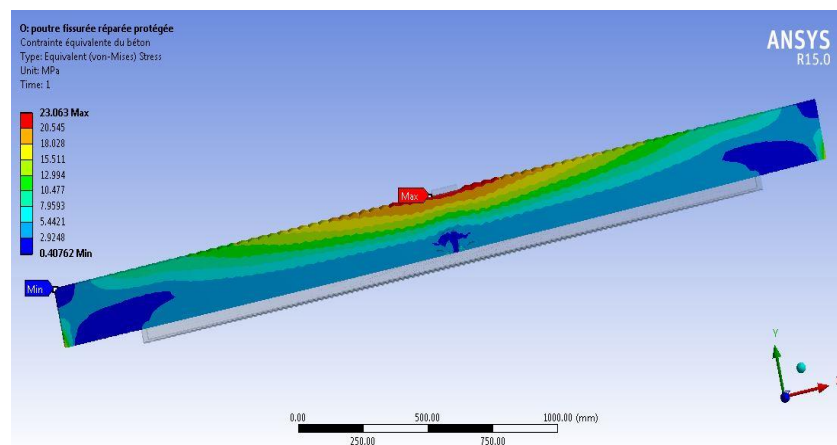


Figure VI. 16. Contrainte équivalente de la poutre pré-fissurée en BA.

VI.6.2 L'effet cracks and crushing de la poutre réparée

L'état de contrainte est adopté pour évaluer l'initiation de l'échec et identifier les modes de défaillance correspondants (y compris fissuration et écrasement) au centre de l'axe d'un élément en béton.

- Augmentation de la charge

La figure VI.17 montre le début de fissuration dans la poutre à la charge de 10.44 kN l'équivalent de 0.522 MPa et au stade de charge final, La première fissure de flexion a été initiée au début du chargement au milieu de l'ensemble des éléments de la dalle tablier (poutre), puis propagée à mesure que la charge appliquée augmentait comme illustré dans la

figure VI.18 au-delà de la valeur initiale du chargement à la fissuration pour un chargement de 20 kN, les fissures se propageaient parallèlement aux barres d'acier d'armature inférieures, perpendiculairement à la portée effective de la poutre.

Avec l'augmentation de la charge, les fissures sont devenues plus larges et se sont propagées en diagonale

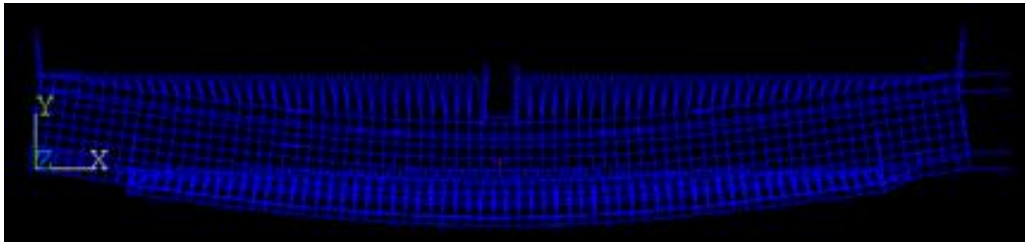


Figure VI. 17. Charge de la première fissure (0-0.522 MPa) pour une température ambiante.

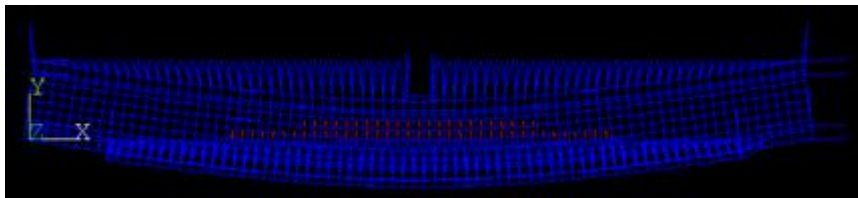


Figure VI. 18. Propagation de fissure au niveau des fibres inférieure de la poutre en BA (0.522-1 MPa).

- Augmentation de la température

L'état de fissuration de la poutre en béton armé à différentes températures est illustrée dans les figures (VI.19a, b, c et d.) peut être observé par les microfissures qui deviennent de plus en plus denses, uniformément répartis sur les appuis de la poutre et se propagent avec la température croissante.

Avec l'augmentation de la température une accumulation et propagation de fissures dans la partie inférieure de la poutre réparée, Cela pourrait aggraver le comportement statique et l'intégrité structurelle de la poutre en béton armé.

Cet effet d'accumulation de fissures au niveau du béton de la poutre réparée peu se transféré vers la zone de contact avec la plaque de réparation (feuilles de CFRP) et sous l'effet thermique qui va altérer la couche d'adhésif, il y aura se qu'on appel un délaminage (séparation du renfort CFRP).

À une température maximale de 1100 C° atteinte pour une durée de 1 heure (figure VI.19d), la poutre ne peut plus supporter la charge initiale exercée, comme l'indique un échec de convergence insurmontable. Des fissures sévères se produisent dans toute la région à un

moment constant (figure VI.19). Il convient de noter que, juste avant l'effondrement, quelques fissures de scission (fissures de compression) apparaissent à la partie supérieure de la poutre en raison de la défaillance par écrasement du béton.

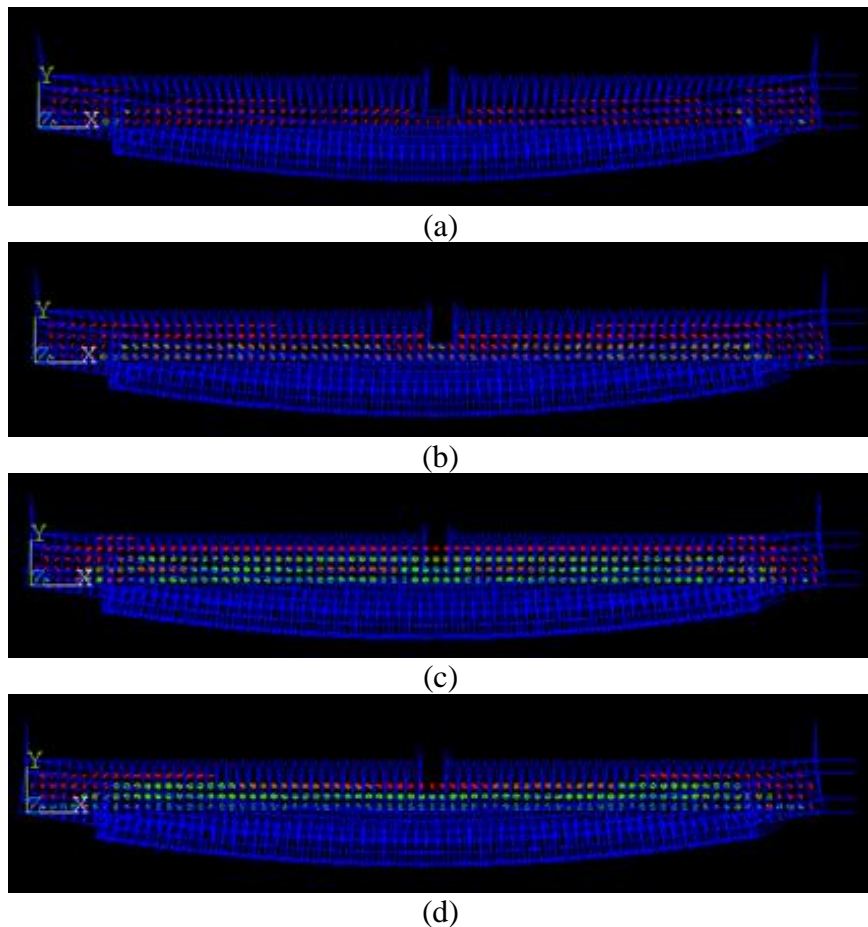


Figure VI. 19. Propagation des fissures en fonction de l'augmentation de la température (temps d'exposition au feu= t_f): (a) : $t_f=1s$, (b) : $t_f= 5s$, (c) : $t_f=45s$, (d) : $t_f=1$ heure.

VI.7 Conclusion

Dans le but d'étudier, en première approche, l'influence d'une fissure d'un matériau composite destiné pour réparation sur le comportement mécanique d'un assemblage collé en CFRP ainsi que le comportement thermomécanique à haute température des matériaux composites sachant que le CFRP est un composite de choix utilisé pour la réparation et/ou renforcement des structures endommagées. Néanmoins, ce matériau présente certains inconvénients en cas d'incendie.

En deuxième approche, notre étude s'est focalisée sur l'interface béton/CFRP afin de comprendre le comportement thermomécanique structural d'une poutre fissurée réparée d'une dalle de tablier de pont, réparé par cet assemblage collé.

Nous avons constaté qu'avec la présence des fissures, une redistribution des contraintes. Des contraintes de cisaillement dû à la traction apparaissent au niveau de l'interface béton/CFRP. Les contraintes de traction au niveau de l'interface sont localisées au bord libre de la fissure et diminuent progressivement vers l'intérieur.

L'approche numérique prédit également que l'intégrité structurelle de l'assemblage collé à simple recouvrement perd rapidement, dans un incendie simulé ISO-834 et qu'une couche de 2.5 à 4 cm de l'isolant VG, maintient la température intérieure à 200 °C pendant le déroulement de l'incendie.

En effet, les résultats de la modélisation ont révélé plus de lecture sur le comportement thermomécanique de la poutre étudiée et reproduit les principales étapes gouvernant l'évolution du champ de contraintes au niveau de l'interface, à savoir :

- l'apparition de fissures dans le béton due à la charge ultime dépassée,
- leur propagation dans le béton due à l'augmentation du chargement,
- l'exposition à l'incendie peu affecté la résistance et la rigidité de la poutre.

Le modèle analytique développé est validé par l'analyse numérique, et cette dernière peut générer plus de données et d'informations sur la résistance au feu des membres structurels renforcés isolés. En outre, le risque pourrait être évité par l'adoption de mesures appropriées concernant l'assemblage collé de réparation.

On pourrait en conclure que le modèle numérique développé fournit des résultats et informations utiles sur la résistance au feu d'un élément structurel d'un tablier de pont renforcé isolé. En conséquence, le modèle EF développé pourrait constituer une alternative valable à la solution coûteuse, consommatrice de temps et essais expérimentaux compliqués.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail de recherche de cette thèse a visé initialement à l'échelle matériau, l'étudier de la charge de rupture d'un assemblage collé pré-fissuré sous l'effet d'une charge de traction, le modèle analytique proposé concorde assez bien avec les résultats numériques.

Pour le comportement thermomécanique à haute température de cet assemblage collé en matériaux composites qui est capable à être utilisé pour la réparation et/ou le renforcement des structures. Le matériau CFRP est souvent utilisé pour le renforcement des éléments en béton armé. Néanmoins, les feuilles en CFRP perdent leurs performances à des températures élevées comme le cas d'incendie. Pour cela, la nécessité de la protection thermique par un isolant est l'une des objectifs de ce travail. Une approche numérique élaborée par un programme de calcul sous Matlab est utilisée à déterminer de façon préliminaire et approximative, à l'échelle matériau, les propriétés thermiques et la distribution de la température dans les différentes couches de l'assemblage collé CFRP/Isolant VG.

A l'échelle structurel, nous avons proposé une solution qui détermine la contrainte d'interface dans la poutre en béton armé fissurée-réparée par CFRP qui a été étudiée par une méthode théorique modifiée. Les solutions classiques négligent la présence de la fissure qui influe sur la distribution de contrainte et la contrainte d'interfaces maximale. La nouvelle solution est validée par un modèle en éléments finis.

Finalement, un modèle en éléments finis a été mis au point pour prédire avec précision le comportement et les performances d'une poutre en béton armé renforcée avec des feuilles de CFRP lorsqu'elle est exposée au feu normalisé ISO-834. Le modèle est capable de prédire la distribution des températures, le temps à la défaillance, les déformations, les flèches, le déroulement de la fissuration et les contraintes dans les poutres renforcées en PRFC exposées au feu au dessous d'un tablier d'un pont.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées des résultats:

- La présence de la fissure affecte de manière significativement baissière la répartition des contraintes de cisaillement dans la couche adhésive d'un assemblage collé et cause une réduction dans les charges de rupture, et la longueur de cette pré-fissure diminue aussi les charges de rupture.
- L'effet de la fissure est négligeable sur la distribution de la contrainte de cisaillement, si le bord libre de la couche d'adhésif est plus loin de cette fissure avec une distance considérable (1.075 mm).
- Les résultats comparés ont montré un bon accord entre la contrainte de cisaillement maximale de la section fissurée calculée par FEA (ANSYS) et celle du modèle analytique au bord libre de la couche adhésive.
- La distribution de la température et le transfert de chaleur sont différents suivant la nature des matériaux utilisés.
- La température déterminée des feuilles CFRP est de 218 C°, au delà de cette température les fibres de carbone perdent leurs résistances et l'intégrité structurelle.
- L'augmentation de la température affecte et réduit la distribution de la contrainte de l'interface béton/CFRP contrairement à la charge appliquée.
- L'épaisseur de l'isolant thermique joue un rôle très important dans la réduction et la détermination de la température des feuilles en CFRP.
- Les contraintes d'interface béton/CFRP dans la poutre fissurée renforcée par des feuilles en fibres de carbone ont été étudiées par une méthode théorique améliorée.
- En tenant compte de la fissuration du béton et utilisant le principe de superposition dans l'étude théorique, les résultats obtenus sont validés par la modélisation numérique on montrés que l'influence de la fissure sur la distribution des contraintes est significative.
- L'augmentation de la température dans la couche du béton diminue la contrainte équivalente.
- L'évolution et la propagation des fissures au niveau de la poutre en béton armé est déterminée soit par une augmentation de charge appliquée dépassant la charge ultime du (first crack load) soit par sollicitation thermique.

Ce travail nous a permis de découvrir quelques paramètres important influençant une structure en béton armé tel que la présence de fissures, l'effet thermique et les charges

mécanique, toute cette combinaison d'effet va dégrader l'état du béton, afin minimiser ou bien éliminer les dégâts, la durabilité d'une structure est de d'augmenter la résistance de chaque éléments constituant par renforcement et de protéger la partie réparée des sollicitations thermique

L'application d'un tel modèle à un calcul thermomécanique permettra de prévoir le taux de d'endommagement et d'évaluer par conséquent des marges de sécurité d'un tablier d'un pont. Finalement, On peut dire que le modèle analytique développé fournit des résultats structurels mécanique fiables et l'apport de l'analyse numérique sur le comportement thermomécanique fournit des informations utiles sur la résistance au feu de l'élément structurel renforcé et protégé Par ailleurs, il serait utile de concevoir une méthode expérimentale pour mesurer l'évolution de l'endommagement de la poutre fissurée-réparée exposée à des températures élevée.

Perspectives

La couche de protection contre le feu avec les feuilles en CFRP forment un assemblage collé de différente forme géométrique tel que le joint a seul recouvrement, double recouvrement et en forme de U, sachant que le problème majeur commun du CFRP /fibre/époxy est entre les deux substrats composant l'assemblage collé et la force de traction qui s'exerce au bord de ces deux adhérent (substrats) ainsi que l'adoucissement de la couche de résine par l'effet de la température, et pour une bonne isolation thermique la forme de l'assemblage en U est la mieux adapté et adopté parce que le substrat le plus résistant à la température extérieur enveloppe et protège plus de trois quart de la surface du substrat le moins résistant ainsi que la résine est protégé, en outre, une bonne adhérence et forte résistance à la force de traction qui rend l'assemblage collé résistant au comportement de cisaillement. Pour cela Il est important d'étudier le comportement thermomécanique des assemblages collé sans oublié l'influence d'autres facteurs qui ont un impact sur l'intégrité structurelle tel que la géométrie des systèmes de réparation des structures en béton armé.

Bibliographie

Chapitre I

1. Gucunski, N. and N.R. Council, *Nondestructive testing to identify concrete bridge deck deterioration*. 2013: Transportation Research Board.
2. Stewart, M.G. and D.V. Rosowsky, *Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion*. Journal of Infrastructure systems, 1998. **4**(4): p. 146-155.
3. Maxwell, J., *HIGHWAY BRIDGE MANAGEMENT. BRIDGE MANAGEMENT. INSPECTION, MAINTENANCE, ASSESSMENT AND REPAIR. PAPERS PRESENTED AT THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MANAGEMENT, UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD, MARCH 28-30, 1990*. Publication of: Routledge, 1990.
4. Rogers, E. *THE ASSOCIATION OF ETTRINGITE WITH THE CRACKING OF IN-SITU BRIDGE CONCRETE*. in *BRIDGE MANAGEMENT 3. INSPECTION, MAINTENANCE AND REPAIR. PAPERS PRESENTED AT THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MANAGEMENT, UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD, UK, 14-17 APRIL 1996*. 1996.
5. Clark, L., *Assessment of concrete bridges with ASR*, in *Bridge management 2: inspection, maintenance, assessment and repair*. 1993, Thomas Telford Publishing. p. 19-28.
6. Medeot, R., *HYDRODEMOLITION-A MODERN TECHNIQUE OF CONCRETE REMOVAL IN BRIDGE REPAIR. BRIDGE MANAGEMENT. INSPECTION, MAINTENANCE, ASSESSMENT AND REPAIR. PAPERS PRESENTED AT THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MANAGEMENT, UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD, MARCH 28-30, 1990*. Publication of: Routledge, 1990.
7. Baldo, P. and R. MEDCOT. *The use of high pressure water jet for bridge deck repair and widening*. in *BRIDGE ASSESSMENT MANAGEMENT AND DESIGN. PROCEEDINGS OF THE CENTENARY YEAR BRIDGE CONFERENCE,(HELD) 26-30 SEPTEMBER 1994, CARDIFF*. 1994.
8. Mallett, G.P., *Repair of concrete bridges*. 1994: Thomas Telford.
9. Ryall, M.J., *Bridge management*. 2010: CRC Press.
10. Shaw, M., *Strengthening bridges with externally bonded reinforcement*, in *Bridge management 2: inspection, maintenance, assessment and repair*. 1993, Thomas Telford Publishing. p. 651-659.
11. Mays, G. *The use of bonded external reinforcement in bridge strengthening: structural requirements of the adhesive*. in *BRIDGE MANAGEMENT 2: INSPECTION, MAINTENANCE ASSESSMENT AND REPAIR. PAPERS PRESENTED AT THE SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MANAGEMENT HELD 18-21 APRIL 1993, UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD*. 1993.
12. Oehlers, D.J. and J.P. Moran, *Premature failure of externally plated reinforced concrete beams*. Journal of Structural Engineering, 1990. **116**(4): p. 978-995.
13. Raoof, M. and S. Zhang. *54 PEELING FAILURE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH EXTERNALLY BONDED STEEL PLATES*. in *Bridge Management: Proceedings of the Third International Conference*. 2014. CRC Press.
14. Ramsay, B., *Steel plate bonding for concrete bridge strengthening*. Construction Repair, 1993. **7**(1).
15. Hutchinson, A. *Strengthening of the Quinton Bridges with Externally Bonded Steel Plate Reinforcement*. in *BRIDGE MANAGEMENT 3. INSPECTION, MAINTENANCE AND REPAIR. PAPERS PRESENTED AT THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MANAGEMENT, UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD, UK, 14-17 APRIL 1996*. 1996.

16. Meier, U., *Carbon fiber-reinforced polymers: modern materials in bridge engineering*. Structural Engineering International, 1992. **2**(1): p. 7-12.
17. Sika, *Technology and concepts for structural strengthening.*, 1997, Google Patents.
18. Garden, H., et al. *51 A PARAMETER STUDY OF THE STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH BONDED COMPOSITES*. in *Bridge Management: Proceedings of the Third International Conference*. 2014. CRC Press.
19. Walser, R. and W. Steiner, *Strengthening a bridge with advanced materials*. Structural engineering international, 1997. **7**(2): p. 110-112.
20. Hamilton, H. and C. Dolan, *Durability of FRP reinforcements for concrete*. Progress in structural engineering and materials, 2000. **2**(2): p. 139-145.
21. Zoghi, M., *The international handbook of FRP composites in civil engineering*. 2013: CRC Press.
22. Böer, P., L. Holliday, and T.H.-K. Kang, *Interaction of environmental factors on fiber-reinforced polymer composites and their inspection and maintenance: A review*. Construction and Building Materials, 2014. **50**: p. 209-218.
23. Wang, J., et al., *Durability and prediction models of fiber-reinforced polymer composites under various environmental conditions: A critical review*. Journal of Reinforced Plastics and Composites, 2016. **35**(3): p. 179-211.
24. Al-Rousan, R.Z. and M.A. Issa, *The effect of beam depth on the shear behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with carbon fiber-reinforced polymer composites*. Advances in Structural Engineering, 2016. **19**(11): p. 1769-1779.

Chapitre II

1. Berthelot, J.-M., *Mécanique des matériaux et structures composites*. Le Mans, France: ISMANS, 2010.
2. Hamelin, P. and E. Ferrier, *Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structure du génie civil-Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identification des problèmes liés aux renforcements par composites*. Cahier des charges essai de fatigue, Rapport NLCPC/01 du, 2001. **27**(04): p. 01.
3. Hollaway, L.C., *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure*. 2001: Elsevier.
4. Ryall, M.J., *Bridge management*. 2010: CRC Press.
5. Hollaway, L.C. and M. Leeming, *Strengthening of reinforced concrete structures: Using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering*. 1999: Elsevier.
6. Quantrill, R. and L. Hollaway, *The flexural rehabilitation of reinforced concrete beams by the use of prestressed advanced composite plates*. Composites Science and Technology, 1998. **58**(8): p. 1259-1275.
7. Choo, C.C., A. Peiris, and I.E. Harik, *Repair of I-65 expressway bridges using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) composites*. 2013.
8. Benmokrane, B., et al., *CONCEPTION D'UNE NOUVELLE GÉNÉRATION DE TABLIERS DE PONTS EN BÉTON ARMÉ À L'AIDE D'ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES*.
9. Alagusundaramoorthy, P., I.E. Harik, and C.C. Choo, *Shear strength of R/C beams wrapped with CFRP fabric*. 2002.
10. Hutchinson, R. and S. Rizkalla, *Shear strengthening of AASHTO bridge girders using carbon fiber reinforced polymer sheets*. Special Publication, 1999. **188**: p. 945-958.
11. Vilnay, O., *The analysis of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates*. International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 1988. **10**(2): p. 73-78.
12. Roberts, T., *Approximate analysis of shear and normal stress concentrates in the adhesive layer of Plated RC Beams*. The structural engineer, 1989. **67**: p. 222-233.
13. Täljsten, B., *Strengthening of beams by plate bonding*. Journal of materials in civil engineering, 1997. **9**(4): p. 206-212.

14. Malek, A.M., H. Saadatmanesh, and M.R. Ehsani, *Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end*. ACI structural Journal, 1998. **95**: p. 142-152.
15. Smith, S.T. and J. Teng, *Interfacial stresses in plated beams*. Engineering structures, 2001. **23**(7): p. 857-871.
16. Abdelouahed, T., *Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate*. International Journal of Solids and Structures, 2006. **43**(14-15): p. 4154-4174.

Chapitre III

1. Denoël, I., *Sécurité incendie et constructions en béton*. FEBELCEM Fédération de l'industrie cimentière belge, Rue Volta, 2007. **8**: p. 1050.
2. ISO, I., *Fire resistance tests-elements of building construction*. ISO 834, 1975.
3. ACI, A., *216.1-07: Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry construction assemblies*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute, 2007.
4. EN, C., *1-2: Design of concrete structures-Part 1-2: General rules-Structural fire design*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004. **1**(2): p. 1.
5. Buchanan, A.H. and A.K. Abu, *Structural design for fire safety*. 2017: John Wiley & Sons.
6. Purkiss, J.A. and L.-Y. Li, *Fire safety engineering design of structures*. 2013: CRC Press.
7. Kodur, V. and N. Raut, *Performance of concrete structures under fire hazard: emerging trends*. The Indian Concrete Journal, 2010. **84**(2): p. 23-31.
8. Schneider, U., U. Diederichs, and C. Ehm, *Effect of temperature on steel and concrete for PCRV's*. Nuclear engineering and design, 1982. **67**(2): p. 245-258.
9. Noumowé, A., *Effet des hautes températures (20 C–600 C) sur le béton*. Cas particulier des bétons à, 1995.
10. Alonso, C. and L. Fernandez, *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*. Journal of materials science, 2004. **39**(9): p. 3015-3024.
11. Castellote, M., et al., *Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction*. Cement and concrete research, 2004. **34**(9): p. 1633-1644.
12. Alarcon-Ruiz, L., et al., *The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste*. Cement and Concrete research, 2005. **35**(3): p. 609-613.
13. Ye, G., et al., *Phase distribution and microstructural changes of self-compacting cement paste at elevated temperature*. Cement and Concrete Research, 2007. **37**(6): p. 978-987.
14. Alonso, C., et al., *Microstructural changes in high and ultra high strength concrete exposed to high temperature environments*. Special Publication, 2005. **229**: p. 289-302.
15. Diederichs, U., U. Jumppanen, and V. Penttala. *Material properties of high strength concrete at elevated temperatures*. in *IABSE 13th congress, Helsinki*. 1988.
16. Kodur, V. and M. Sultan, *Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete*. Journal of materials in civil engineering, 2003. **15**(2): p. 101-107.
17. Kodur, V. and W. Khaliq, *Effect of temperature on thermal properties of different types of high-strength concrete*. Journal of materials in civil engineering, 2010. **23**(6): p. 793-801.
18. Khan, M., *Factors affecting the thermal properties of concrete and applicability of its prediction models*. Building and Environment, 2002. **37**(6): p. 607-614.
19. Flynn, D.R. and D.R. Flynn, *Response of high performance concrete to fire conditions: review of thermal property data and measurement techniques*. 1999: National Institute of Standards and Technology Millwood, Va, USA.
20. Schrefler, B., et al., *Physical, mathematical & numerical modelling*. International Centre for Mechanical Sciences, Course on Effect of Heat on Concrete, Udine/Italy, 2003.
21. Noumowe, A., *Effet de hautes températures (20-600° C) sur le béton: cas particulier du béton à hautes performances*, 1995, Lyon, INSA.
22. Kalifa, P., G. Chene, and C. Galle, *High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure*. Cement and concrete research, 2001. **31**(10): p. 1487-1499.

23. Menou, A., *Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température.: Approche multi échelles de l'endommagement thermique*, 2004, Pau.
24. Hager, I. and P. Pimienta. *Mechanical properties of HPC at high temperatures*. in *Proc. Int. Workshop fib Task Group, Fire Design of Concrete Structures: What now? What next*. 2004.
25. Zeiml, M., et al., *How do polypropylene fibers improve the spalling behavior of in-situ concrete?* *Cement and concrete research*, 2006. **36**(5): p. 929-942.
26. Choinska, M., *Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure*, 2006, Ecole Centrale de Nantes (ECN); Université de Nantes.
27. Mindeguia, J.-C., *Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons*, 2009, Université de Pau et des Pays de l'Adour.
28. Missemmer, L., *Etude du comportement sous très hautes températures des bétons fibrés à ultra performances: application au BCV*, 2011, Université de Grenoble.
29. Farage, M., J. Sercombe, and C. Galle, *Rehydration and microstructure of cement paste after heating at temperatures up to 300 C*. *Cement and Concrete Research*, 2003. **33**(7): p. 1047-1056.
30. Vodák, F., et al., *The effect of temperature on strength–porosity relationship for concrete*. *Construction and building materials*, 2004. **18**(7): p. 529-534.
31. Care, S., *Effect of temperature on porosity and on chloride diffusion in cement pastes*. *Construction and Building Materials*, 2008. **22**(7): p. 1560-1573.
32. Kalifa, P. and M. Tsimbrovska, *Comportement des BHP a hautes temperatures: etat de la question et resultats experimentaux*. 1998: CSTB.
33. Fares, H., *Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée*, 2009, Université de Cergy Pontoise.
34. Sancak, E., Y.D. Sari, and O. Simsek, *Effects of elevated temperature on compressive strength and weight loss of the light-weight concrete with silica fume and superplasticizer*. *Cement and Concrete Composites*, 2008. **30**(8): p. 715-721.
35. Zeiml, M., et al., *Identification of residual gas-transport properties of concrete subjected to high temperatures*. *Cement and concrete research*, 2008. **38**(5): p. 699-716.
36. Abbas, A., M. Carcasses, and J.-P. Ollivier, *Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation*. *Materials and structures*, 1999. **32**(1): p. 3-8.
37. Parrott, L., *Moisture conditioning and transport properties of concrete test specimens*. *Materials and Structures*, 1994. **27**(8): p. 460.
38. Luckner, L., M.T. Van Genuchten, and D. Nielsen, *A consistent set of parametric models for the two-phase flow of immiscible fluids in the subsurface*. *Water Resources Research*, 1989. **25**(10): p. 2187-2193.
39. Mainguy, M., *Modèles de diffusion non linéaire en milieux poreux. Applications à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires*, 1999, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
40. Pimienta, P., *Le comportement au feu des BHP, Synthèse des travaux du projet national BHP 2000 sur les bétons à hautes performances*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.
41. Eurocode, E., 2: *design of concrete structures-part 1-2: general rules-structural fire design*. Brussels: European Concrete Platform, 2004.
42. Bažant, Z.P., M.F. Kaplan, and Z.P. Bazant, *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models*. 1996.
43. Shahedan, N.F., et al. *Review on thermal insulation performance in various type of concrete*. in *AIP Conference Proceedings*. 2017. AIP Publishing.
44. Freskakis, G.N., R. Burrow, and E. Debbas, *Strength properties of concrete at elevated temperatures*, 1979, Burns and Roe.
45. Lea, F., *The effect of temperature on some of the properties of materials*. *Engineering*, 1920. **110**(2852): p. 293.
46. Lea, F., *The resistance to fire of concrete and reinforced concrete*. *Journal of the Society of Chemical Industry*, 1922. **41**(18): p. 395R-396R.

47. Phan, L.T. and N.J. Carino, *Code provisions for high strength concrete strength-temperature relationship at elevated temperatures*. Materials and Structures, 2003. **36**(2): p. 91-98.
48. Mindess, S., J. Young, and D. Darwin, *Concrete*, Person Education. Inc., Upper Saddle River, NJ, 2003. **7458**.
49. Khaliq, W. and V. Kodur, *High Temperature Mechanical Properties of High-Strength Fly Ash Concrete with and without Fibers*. ACI Materials Journal, 2012. **109**(6).
50. Shah, S.P., *Do fibers increase the tensile strength of cement-based matrix?* Materials Journal, 1992. **88**(6): p. 595-602.
51. Behnood, A. and M. Ghandehari, *Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures*. Fire Safety Journal, 2009. **44**(8): p. 1015-1022.
52. Painter, G.C.K., *Sustained high temperature effect on concretes made with normal portland cement, normal portland cement and slag, or normal portland cement and fly ash*. Concrete International, 1982. **4**(7).
53. Felicetti, R., et al. *Residual mechanical properties of high-strength concretes subjected to high-temperature cycles*. in *4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*. 1996.
54. Kodur, V., *Properties of concrete at elevated temperatures*. ISRN Civil engineering, 2014. **2014**.
55. Terro, M.J., *Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire*. ACI Structural Journal, 1998. **95**: p. 183-193.
56. Zhang, B. and N. Bicanic, *Residual fracture toughness of normal-and high-strength gravel concrete after heating to 600 C*. Materials Journal, 2002. **99**(3): p. 217-226.
57. Lie, T., *ASCE manuals and reports on engineering practice No. 78, structural fire protection*. American Society of Civil Engineers, New York, 1992.
58. Standard, A., *Methods for fire tests on building materials, components and structures—Part 4: Fire-resistance test of elements of construction*. Standards Australia, 2005.
59. Vasiliev, V.V. and E.V. Morozov, *Mechanics and analysis of composite materials*. 2001: Elsevier.
60. Nguyen, T.-C., et al., *Mechanical characterization of steel/CFRP double strap joints at elevated temperatures*. Composite Structures, 2011. **93**(6): p. 1604-1612.
61. Bai, Y., T. Keller, and T. Vallée, *Modeling of stiffness of FRP composites under elevated and high temperatures*. Composites Science and Technology, 2008. **68**(15-16): p. 3099-3106.
62. Bai, Y. and T. Keller, *Effects of thermal loading history on structural adhesive modulus across glass transition*. Construction and Building Materials, 2011. **25**(4): p. 2162-2168.
63. Bai, Y. and T. Keller, *High temperature performance of polymer composites*. 2014: John Wiley & Sons.
64. Keller, T., C. Tracy, and A. Zhou, *Structural response of liquid-cooled GFRP slabs subjected to fire—Part I: Material and post-fire modeling*. Composites Part A: applied science and manufacturing, 2006. **37**(9): p. 1286-1295.
65. Bai, Y., T. Vallée, and T. Keller, *Modeling of thermal responses for FRP composites under elevated and high temperatures*. Composites Science and Technology, 2008. **68**(1): p. 47-56.
66. Chen, J., C. Sun, and C. Chang, *Failure analysis of a graphite/epoxy laminate subjected to combined thermal and mechanical loading*. Journal of Composite Materials, 1985. **19**(5): p. 408-423.
67. Griffiths, C., et al., *Degradation in strength of laminated composites subjected to intense heating and mechanical loading*. Journal of Composite Materials, 1986. **20**(3): p. 216-235.
68. Dao, M. and R.J. Asaro, *A study on failure prediction and design criteria for fiber composites under fire degradation*. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 1999. **30**(2): p. 123-131.
69. Bausano, J.V., J.J. Lesko, and S.W. Case, *Composite life under sustained compression and one sided simulated fire exposure: characterization and prediction*. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 2006. **37**(7): p. 1092-1100.
70. Halverson, H., et al., *Simulation of response of composite structures under fire exposure*. Science and Engineering of Composite Materials, 2005. **12**(1-2): p. 93-102.

71. Springer, G.S., *Model for predicting the mechanical properties of composites at elevated temperatures*. Journal of reinforced plastics and composites, 1984. **3**(1): p. 85-95.
72. Dutta, P.K. and D. Hui, *Creep rupture of a GFRP composite at elevated temperatures*. Computers & Structures, 2000. **76**(1-3): p. 153-161.
73. Gibson, A., et al., *Laminate theory analysis of composites under load in fire*. Journal of Composite Materials, 2006. **40**(7): p. 639-658.
74. Mahieux, C. and K. Reifsnider, *Property modeling across transition temperatures in polymers: a robust stiffness-temperature model*. Polymer, 2001. **42**(7): p. 3281-3291.
75. Mahieux, C. and K. Reifsnider, *Property modeling across transition temperatures in polymers: application to thermoplastic systems*. Journal of Materials Science, 2002. **37**(5): p. 911-920.
76. Gu, P. and R. Asaro, *Structural buckling of polymer matrix composites due to reduced stiffness from fire damage*. Composite Structures, 2005. **69**(1): p. 65-75.
77. Feih, S., et al., *Modelling the tension and compression strengths of polymer laminates in fire*. Composites Science and Technology, 2007. **67**(3-4): p. 551-564.
78. Wong, P., J. Davies, and Y. Wang, *An experimental and numerical study of the behaviour of glass fibre reinforced plastics (GRP) short columns at elevated temperatures*. Composite structures, 2004. **63**(1): p. 33-43.
79. Marra, K.M., E.d.A. Alvarenga, and V.T.L. Buono, *Adhesiveness of cold rolled steels for car body parts*. Materials Research, 2007. **10**(3): p. 267-271.
80. Mays, G., *Adhesives in civil engineering / G.C. Mays, A.R. Hutchinson*, ed. A.R. Hutchinson. 1992, Cambridge [England] ; New York, NY, USA: Cambridge University Press.
81. Bai, Y. and T. Keller, *Modeling of strength degradation for fiber-reinforced polymer composites in fire*. Journal of composite materials, 2009. **43**(21): p. 2371-2385.
82. Puente, I., A. Insausti, and M. Azkune, *Buckling of GFRP columns: An empirical approach to design*. Journal of Composites for Construction, 2006. **10**(6): p. 529-537.
83. Cao, S. and Z. Wu, *Tensile properties of FRP composites at elevated and high temperatures*. Journal of applied mechanics, 2008. **11**: p. 963-970.
84. Karbhari, V.M., *Introduction: the use of composites in civil structural applications*, in *Durability of composites for civil structural applications*. 2007, Elsevier. p. 1-10.
85. Babrauskas, V. and I. Handbook, *Fire Science Publishers*. Society of Fire Protection Engineers, Issaquah WA, 2003.
86. Le Bras, M., et al., *Comparative study of the fire behaviour of glass-fibre reinforced unsaturated polyesters using a cone calorimeter*. Polymers & polymer composites, 1998. **6**(8): p. 535-539.
87. Hume, J., *Assessing the fire performance characteristics of GRP composites*. Materials and Design Against Fire, 1992: p. 11-15.
88. Sorathia, U. *Flammability and fire safety of composite materials*. in *Composite Materials for Offshore Operations: Proceedings of the First International Workshop*. 1993.
89. Kovar, R. and D. Bullock. *Multifunctional intumescent composite firebarriers*. in *Proceedings of the 4th Annual Conference on Recent Advances in Flame Retardancy of Polymeric Materials*. 1993.
90. Kandola, B., et al., *The effect of intumescent on the burning behaviour of polyester-resin-containing composites*. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 2002. **33**(6): p. 805-817.
91. Scudamore, M., *Fire performance studies on glass-reinforced plastic laminates*. Fire and Materials, 1994. **18**(5): p. 313-325.
92. Brown, J., et al., *Fire-retardant performance of some surface coatings for naval ship interior applications*. Fire and materials, 1995. **19**(3): p. 109-118.
93. Sorathia, U. and C. Beck, *Fire protection of glass/vinyl ester composites for structural applications*. Society for the Advancement of Material and Process Engineering(USA), 1996: p. 687-697.
94. Giancaspro, J., P. Balaguru, and R. Lyon, *Fire protection of flammable materials utilizing geopolymer*. SAMPE journal, 2004. **40**(5): p. 42-49.

95. Sorathia, U., et al., *Evaluation of intumescent coatings for shipboard fire protection*. Journal of fire sciences, 2003. **21**(6): p. 423-450.
96. Kandola, B. and A. Horrocks, *Flame retardant composites, a review: the potential use of intumescent*s. SPECIAL PUBLICATION-ROYAL SOCIETY OF CHEMISTRY, 1998. **224**: p. 395-420.

Chapitre IV

1. Goland, M. and E. Reissner, *The stresses in cemented joints*. Journal of applied mechanics, 1944. **11**(1): p. A17-A27.
2. Cheuk, P. and L. Tong, *Failure of adhesive bonded composite lap shear joints with embedded precrack*. Composites Science and Technology, 2002. **62**(7): p. 1079-1095.
3. Hart-Smith, L., *Adhesive-bonded double-lap joints technical report, NASA CR-112235*. Hampton, VA: NASA Langley Research Center, 1973.
4. Tsai, M., D. Oplinger, and J. Morton, *Improved theoretical solutions for adhesive lap joints*. International Journal of Solids and Structures, 1998. **35**(12): p. 1163-1185.
5. Smith, S.T. and J. Teng, *Interfacial stresses in plated beams*. Engineering structures, 2001. **23**(7): p. 857-871.
6. ISO, I., *Fire resistance tests-elements of building construction*. ISO 834, 1975.
7. Bisby, L., M. Green, and V. Kodur, *Modeling the behavior of fiber reinforced polymer-confined concrete columns exposed to fire*. Journal of Composites for Construction, 2005. **9**(1): p. 15-24.

Chapitre V

1. ANSYS, A., *Version 15.0; ANSYS. Inc.: Canonsburg, PA, USA November, 2013. 752*.
2. ISO, I., *Fire resistance tests-elements of building construction*. ISO 834, 1975.
3. ASTM. *ASTM E119: Standard test methods for fire tests of building construction and materials*. 2001. ASTM West Conshohocken, Pa.
4. MathWorks, N., *Massachusetts*. United States, 2018.

Annexes

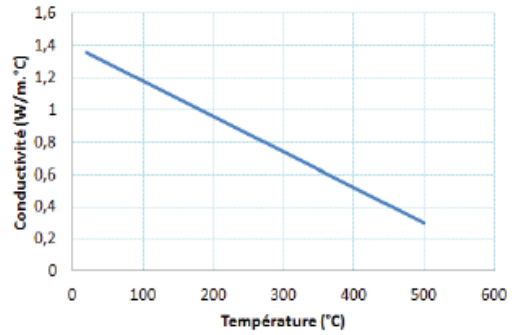
Annexe 1

Propriétés thermomécaniques du matériau CFRP Selon le travail d'Ahmed et Kodur [1]

* Conductivité thermique, λ :

Temperature range (T_w) is °C	Thermal conductivity ($k_{w,T}$) in W/m°C
$0 \leq T_w \leq 500$	$k_{w,T} = 1.4 + \frac{-1.1}{500} \cdot T_w$
$500 \leq T_w \leq 650$	$k_{w,T} = 1.4 + \frac{-0.1}{150} \cdot (T_w - 500)$
$T_w \geq 650$	$k_{w,T} = 0.2$

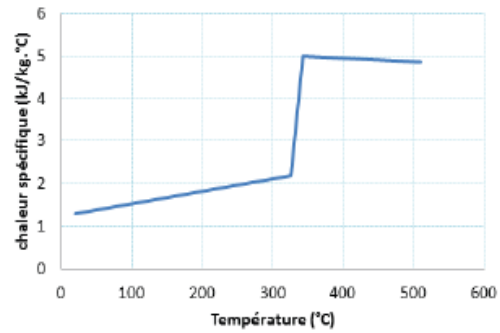
T (°C)	20	100	200	300	400	500
λ (W/m°C)	1,356	1,18	0,96	0,74	0,52	0,3



* Chaleur spécifique, c_p

Temperature range (T_w) is °C	Specific heat ($C_{w,T}$) is kJ/kg °C
$0 \leq T_w \leq 325$	$C_{w,T} = 1.25 + \frac{0.95}{325} \cdot (T_w)$
$325 \leq T_w \leq 343$	$C_{w,T} = 2.2 + \frac{2.8}{18} \cdot (T_w - 325)$
$343 \leq T_w \leq 510$	$C_{w,T} = 5.0 + \frac{-0.15}{167} \cdot (T_w - 343)$
$510 \leq T_w \leq 538$	$C_{w,T} = 4.85 + \frac{-3.90}{28} \cdot (T_w - 510)$
$538 \leq T_w \leq 3316$	$C_{w,T} = 1.265 + \frac{1.385}{2778} \cdot (T_w - 538)$
$T_w \geq 3316$	$C_{w,T} = 0$

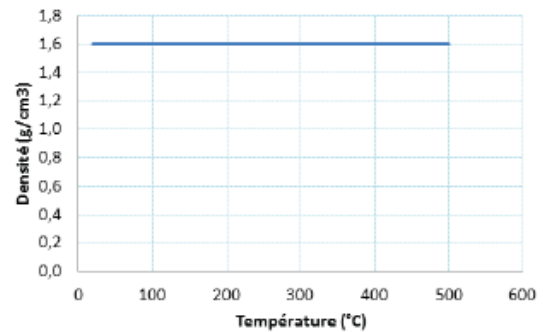
T (°C)	20	325	343	510
c_p (kJ/kg°C)	1,308	2,2	5	4,85



* Masse volumique, ρ

Temperature range (T_w) is °C	Density ($\rho_{w,T}$) is g/cm ³
$0 \leq T_w \leq 510$	$\rho_{w,T} = 1.6$
$510 \leq T_w \leq 538$	$\rho_{w,T} = 1.6 + \frac{-0.35}{28} \cdot (T_w - 510)$
$538 \leq T_w \leq 1200$	$\rho_{w,T} = 1.25$

T (°C)	20	100	200	500
ρ (g/cm ³)	1,6	1,6	1,6	1,6



Annexe 2

Code de calcul par Matlab (script)

Détermination de la t-empérature au niveau de l'assemblage collé

```
%% Create a transient Thermal Model
% Create a thermal model for transient thermal analysis.
thermalmodel = createpde('thermal','transient');
%% Define Geometry
% Create lap joint to model a two-layered insulated plate
section,
% consisting of inner CFRP sheet surrounded by insulated
material.
thermalmodel.Geometry = gm;

%% Plot Geometry with Face and Cell Labels
%
% Plot the geometry and show the cell labels and face labels.
Use a
% |FaceAlpha| of 0.5 so that labels of the interior layers are
visible.
figure('Position',[10,10,800,400]);
subplot(1,2,1)
pdegplot(thermalmodel,'FaceAlpha',0.5,'CellLabel','on')
title('Geometry with Cell Labels')
subplot(1,2,2)
pdegplot(thermalmodel,'FaceAlpha',0.5,'FaceLabel','on')
title('Geometry with Face Labels')

%% Generate Mesh
% Generate a mesh for the geometry. Choose a mesh size that is
coarse
% enough to speed the solution, but fine enough to represent
the geometry
% reasonably accurately.
generateMesh(thermalmodel,'Hmax',1);
%% %% Specify Thermal Properties, mass density, and specific
heat for each
% layer of the lap joint, three layers (1-Isolant, 2-Adhésif,
3-CFRP)
% Specify thermal conductivities for CFRP sheet and
insulation.
thermalProperties(thermalmodel,'Cell',1,'ThermalConductivity',
0.25,'MassDensity',269,'SpecificHeat',1654)
thermalProperties(thermalmodel,'Cell',2,'ThermalConductivity',
0.25,'MassDensity',269,'SpecificHeat',1654)
```

```

thermalProperties(thermalmodel,'Cell',3,'ThermalConductivity',
0.2,'MassDensity',1520,'SpecificHeat',1150)
thermalProperties(thermalmodel,'Cell',4,'ThermalConductivity',
1.3,'MassDensity',1600,'SpecificHeat',1310)

%% Initial Conditions
% Define the initial temperature to be zero at all points.
    thermalIC(thermalmodel,20)
%% Boundary Conditions

%%
% Apply a convection boundary condition on the surface of the
lap joint.
for t=0:tfinal/60
    temp1=20+1080*(1-0.325*exp(-0.167*t)-0.675*exp(-2.5*t));
temp2=temp1+273.15;
    %thermalBC(thermalmodel,'Face',1,'temperature',temp1)

%thermalBC(thermalmodel,'Face',1, ...
            % 'ConvectionCoefficient',50, ...
            %'AmbientTemperature',temp2)
end

tlist = 0:60:tfinal;
thermalmodel.SolverOptions.ReportStatistics = 'on';

result = solve(thermalmodel,tlist);
T = result.Temperature;

%Plot the solution at t = 14400s.

figure;

pdeplot3D(thermalmodel,'ColorMapData',T(:,end))

axis equal
    view(130,10)

title(sprintf('Température transitoire à temps final (%g
secondes)',tfinal));

title(sprintf('Température transitoire à temps final (%g
secondes)',tfinal));
figure;
plot(tlist,T(1,:));
hold all
plot(tlist,T(2,:), '--');
%plot(tlist,T(8246,:), '--');

title 'Température à Bord Gauche en fonction de temps'
xlabel 'Temps, secondes'

```

```

ylabel 'Température, degrés-C'
grid on;
legend('Axe Central','Surface
Extérieur','Location','SouthEast');

```

- **Effet thermique sur les caractéristiques thermique des matériaux de l'assemblage collé**

```

%% Create a transient Thermal Model
% Create a thermal model for transient thermal analysis.
thermalmodel = createpde('thermal','transient');
%% Define Geometry
% Create lap joint to model a two-layered insulated plate
section,
% consisting of inner CFRP sheet surrounded by insulated
material.
thermalmodel.Geometry = gm;

%% Plot Geometry with Face and Cell Labels
%
% Plot the geometry and show the cell labels and face labels.
Use a
% |FaceAlpha| of 0.5 so that labels of the interior layers are
visible.
figure('Position',[10,10,800,400]);
subplot(1,2,1)
pdegplot(thermalmodel,'FaceAlpha',0.5,'CellLabel','on')
title('Geometry with Cell Labels')
subplot(1,2,2)
pdegplot(thermalmodel,'FaceAlpha',0.5,'FaceLabel','on')
title('Geometry with Face Labels')

%% Generate Mesh
% Generate a mesh for the geometry. Choose a mesh size that is
coarse
% enough to speed the solution, but fine enough to represent
the geometry
% reasonably accurately.
generateMesh(thermalmodel,'Hmax',1);
%% %% Specify Thermal Properties, mass density, and specific
heat for each
% layer of the lap joint, three layers (1-ext,2-int,3-CFRP)
% Specify thermal conductivities for CFRP sheet and
insulation.
tfinal = 14400;
for t=0:tfinal/60
    tempfinal=20+1080*(1-0.325*exp(-0.167*t)-0.675*exp(-
2.5*t));
    %propriétés des feuilles CFRP
for tt=0:tempfinal
    if (tt >= 0) && (tt <= 500)

```

```

kk_CFRP=1.4-(1.1/500)*(tt);
elseif (tt >= 500) && (tt <= 650)
kk_CFRP=1.4-(0.1/500)*(tt-500);
else
    kk_CFRP=0.2;
end

    if (tt >= 0) && (tt <= 510)
rho_CFRP=(1.6)*1000;
elseif (tt >= 510) && (tt <= 538)
rho_CFRP=(1.6-(0.35/28)*(tt-510))*1000;
else
    rho_CFRP=(1.25)*1000;
    end

    if (tt >= 0) && (tt <= 325)
cp_CFRP=(1.25+(0.95/325)*(tt))*1000;
elseif (tt >= 325) && (tt <= 343)
cp_CFRP=(2.2+(2.8/18)*(tt-325))*1000;
elseif (tt >= 343) && (tt <= 510)
cp_CFRP=(5-(0.15/167)*(tt-343))*1000;
elseif (tt >= 510) && (tt <= 538)
cp_CFRP=(4.85-(3.59/28)*(tt-510))*1000;
else
    cp_CFRP=(1.265+(1.385/2778)*(tt-538))*1000;
end

%propriétés de la résine

kk_R=0.2;

    if (tt >= 20) && (tt <= 300)
rho_R=(1.5257-2.8571e-04*tt)*1000;
elseif (tt >= 300) && (tt <= 400)
rho_R=(4.38-0.0098*tt)*1000;
    elseif (tt >= 400) && (tt <= 700)
        rho_R=(-0.001*tt+0.86)*1000;
    else
        rho_R=(-2.1e-04*tt+0.297)*1000;
    end

    if (tt >= 20) && (tt <= 40)
cp_R=(0.0025*tt+1.05)*1000;
elseif (tt >= 40) && (tt <= 80)
cp_R=(0.0212*tt+0.3020)*1000;
    else
        cp_R=(3.125e-04*tt+1.9750)*1000;
    end

end
%rho=20+1080*(1-0.325*exp(-0.167*t)-0.675*exp(-2.5*t));
%cp=20+1080*(1-0.325*exp(-0.167*t)-0.675*exp(-2.5*t));

```

```

thermalProperties(thermalmodel,'Cell',1,'ThermalConductivity',
kk_CFRP,'MassDensity',rho_CFRP,'SpecificHeat',cp_CFRP)
thermalProperties(thermalmodel,'Cell',2,'ThermalConductivity',
kk_R,'MassDensity',rho_R,'SpecificHeat',cp_R)
thermalProperties(thermalmodel,'Cell',3,'ThermalConductivity',
kk_CFRP,'MassDensity',rho_CFRP,'SpecificHeat',cp_CFRP)
end
end

%% Boundary Conditions

    %% Specify Temperature on the Boundary
% Apply temperature boundary condition on two edges of a
square.
%% Initial Conditions
% Define the initial temperature to be zero at all points.
for t=0:tfinal/60
    temp1=20+1080*(1-0.325*exp(-0.167*t)-0.675*exp(-2.5*t));
temp2=temp1+273.15;
temp=5.670373E-8*0.7*(temp2^4);
thermalBC(thermalmodel,'Face',1,'Temperature',temp);

    %thermalBC(thermalmodel,'Face',1,'HeatFlux',temp)

%thermalIC(thermalmodel,temp);
end
thermalIC(thermalmodel,22)
%%
%
tlist = 0:1000:tfinal;
thermalmodel.SolverOptions.ReportStatistics = 'on';

result = solve(thermalmodel,tlist);
T = result.Temperature;

%Plot the solution at t = 20000.

figure;
pdeplot3D(thermalmodel,'ColorMapData',T(:,end))

axis equal
    view(130,10)

title(sprintf('Température transitoire à temps final (%g
secondes)',tfinal));
Tmax = max(T(:,end));
Tmin =0;
h = figure;
for i = 1:numel(tlist)
    pdeplot3D(thermalmodel,'ColorMapData',T(:,i))
    caxis([Tmin,Tmax])
end

```

```

view(130,10)
title(['Température à Temps ' num2str(tlist(i))]);
M(i) = getframe;

end

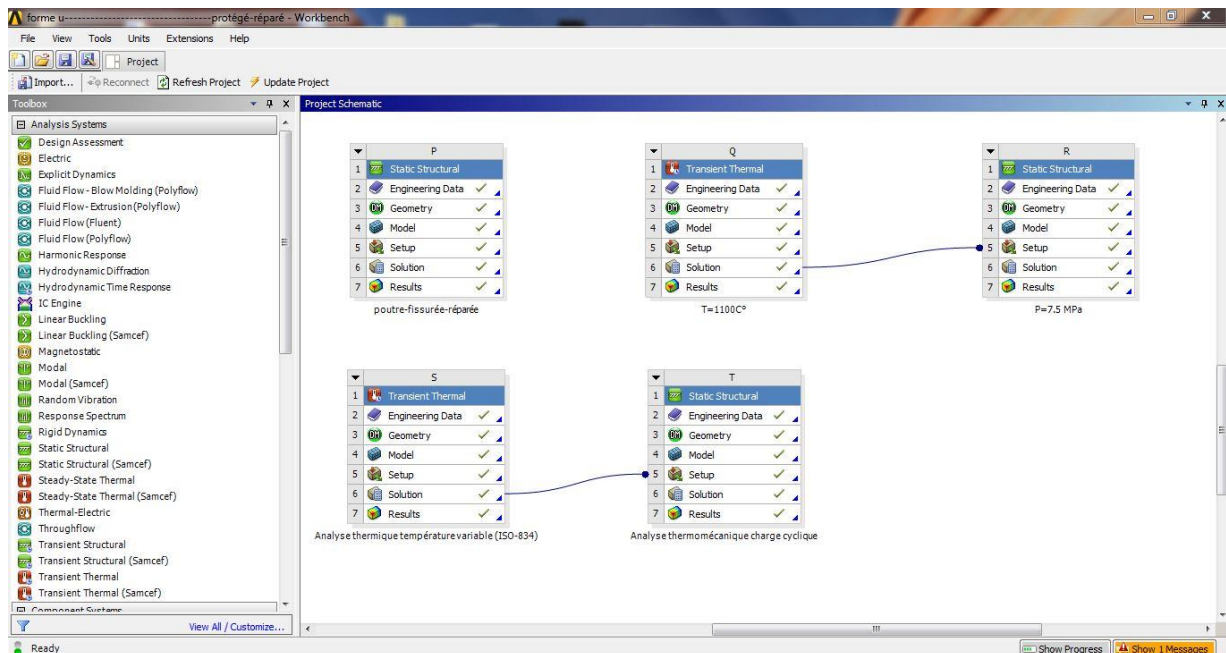
title(sprintf('Température transitoire à temps final (%g
secondes)',tfinal));
figure;
plot(tlist,T(:, :, :));
hold all
plot(tlist,T(:, :, :));
title 'Température en fonction de temps'
xlabel 'Temps, secondes'
ylabel 'Température, degrés-C'
grid on;
legend('Surface Extérieur','Axe
Central','Location','SouthEast');

```

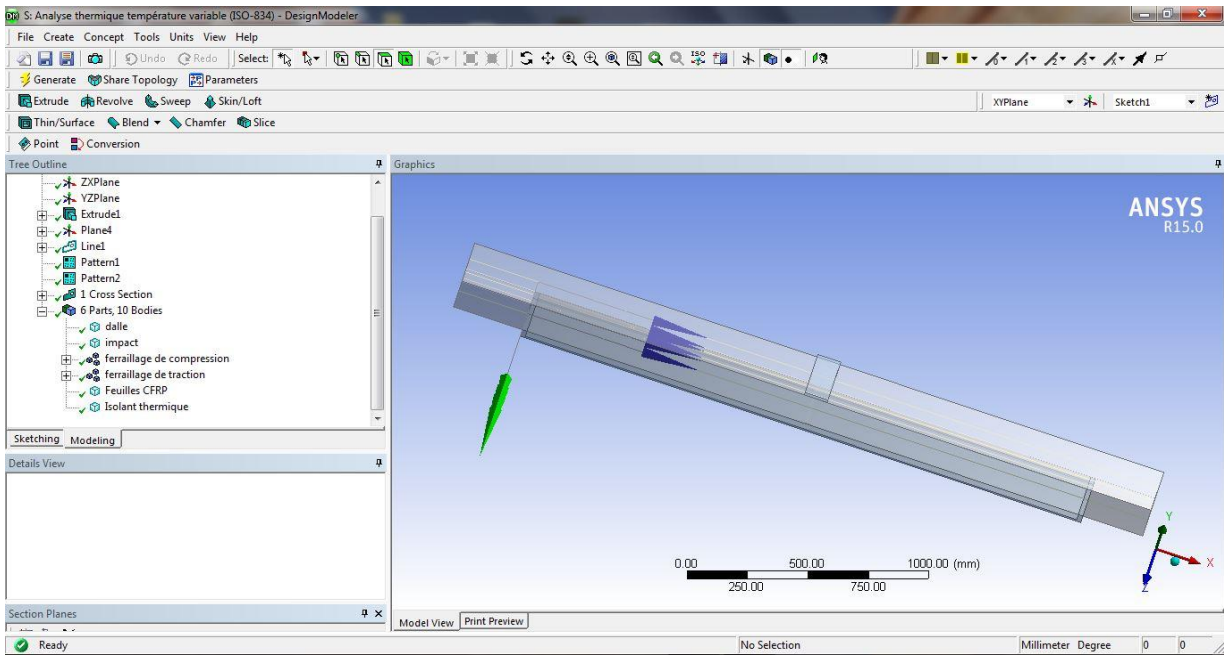
Annexe 3

Modélisation par ANSYS workbench

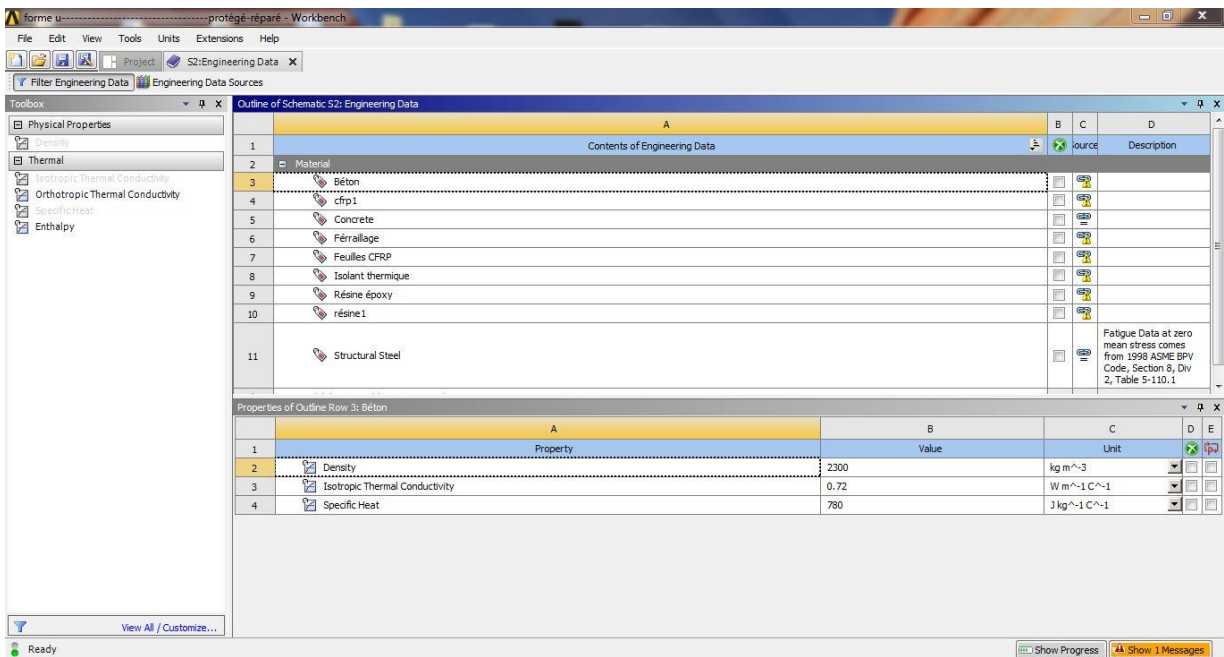
a- Schéma du projet étudié



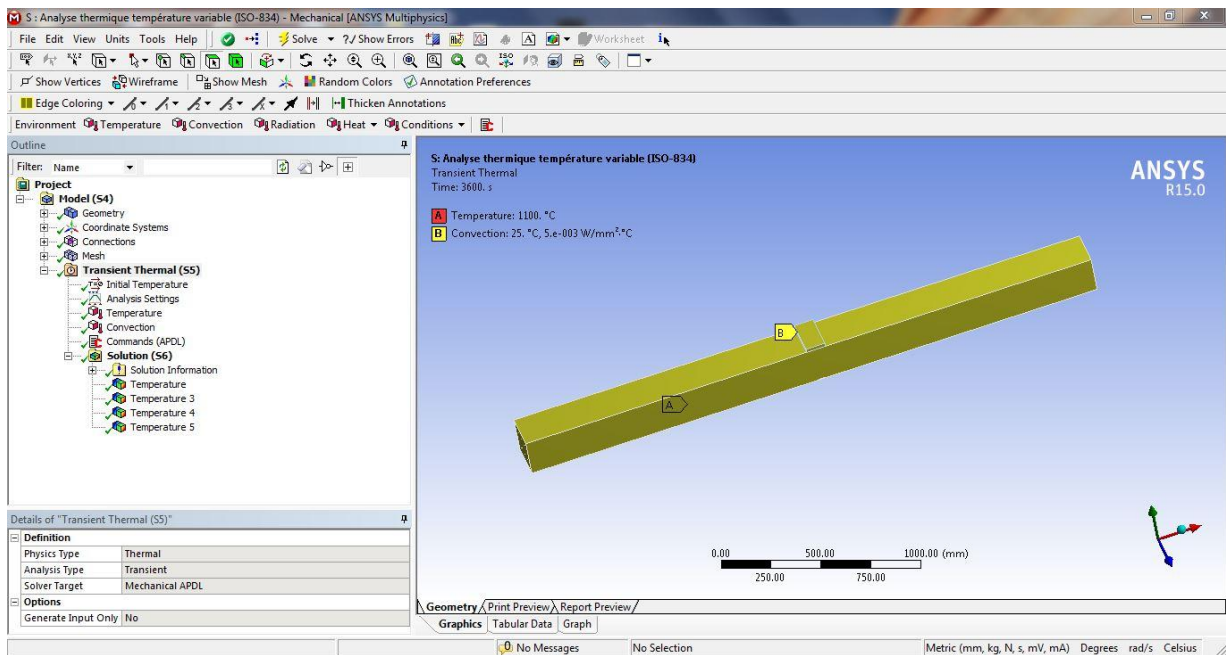
b- Réalisation géométrique du modèle



c- Entrée des données des propriétés des matériaux



d- Interface de l'analyse thermique du modèle



e- Interface de l'analyse thermomécanique

