



République Algérienne Démocratique et Populaire

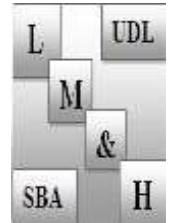
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djillali Liabès de Sidi Bel Abbès

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil et Travaux Publics

Laboratoire des Matériaux et Hydrologie



THESE

Présentée pour l'obtention du Diplôme de Doctorat en Sciences

Par :

Monsieur ANTAR Kamel

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures & Matériaux

Intitulé de la thèse :

**Etude et analyse des ouvrages d'art réhabilités par
les matériaux composites**

Soutenue publiquement le

devant le jury composé de :

Pr TOUNSI Abdelouahed	Président	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbes
Pr AMARA Khaled	Encadreur	Centre Universitaire Ain Témouchent
Pr BENYOUCEF Samir	Co-Encadreur	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbes
Dr BOURADA Mohamed	Examineur	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbes
Dr BOUSAHLA Abdelmoumene	Examineur	Université de Relizane
Pr YEGHNEM Redha	Examineur	Université de Saida

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la foi et de nous avoir permis d'en arriver là.

Ce travail a été accompli au Laboratoire des Matériaux et Hydrologie (LMH) à l'université de Djillali Liabès de Sidi Bel Abbés dirigé par le professeur E. ADDA BEDIA à qui je dois exprimer le sentiment de mon profond respect et de reconnaissance pour n'avoir ménagé aucun effort pour mettre à ma disposition tous les moyens utiles au bon déroulement de ma thèse

Je remercie profondément Monsieur AMARA Khaled professeur au centre universitaire d'Ain Témouchent et Monsieur BENYOUCEF Samir professeur à l'université de Sidi Bel Abbes qui ont su me diriger tout au long de cette thèse avec patience.

Je remercie Monsieur le professeur Tounsi Abdelouahed pour avoir accepté de présider le jury de thèse.

Mes sincères remerciements vont également à Monsieur BOURADA Mohamed maitre de conférences à l'université de Sidi Bel Abbes, Monsieur BOUSAHLA Abdelmoumene maitres de conférences à l'université de Relizane et Monsieur YEGHNEM Redha professeur à l'université de Saida qui ont voulu examiner ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres de ma famille qui m'ont supporté moralement durant toute la période de l'élaboration de cette thèse.

RESUME

Au cours des dernières décennies, les travaux de renforcement et de réhabilitation de tous les types de structures de génie-civil ont considérablement augmenté dans but d'améliorer les performances et de prolonger la durée de vie des ouvrages existants avec une qualité satisfaisante. Le renforcement par collage des polymères renforcés de fibres (FRP) dans les éléments des ouvrages en béton ou en charpente métallique a été développé et appliqué dans le monde entier en raison des limitations des anciennes techniques. Un meilleur renforcement exige la bonne connaissance des propriétés des matériaux de l'élément à renforcer ainsi que les matériaux à utiliser dans cette technique. Il est à noter que l'analyse de ce type de problème doit inclure tous les effets et phénomène entraînant à des contraintes non négligeables.

Notre objectif consiste à introduire les effets hygrothermiques dans le comportement d'une poutre en béton armé renforcée par un composite stratifié $[\theta_n, 90_m]_s$. ce travail est basé sur un modèle théorique simple pour estimer les contraintes d'interface développées entre la poutre et le stratifié. Les effets de l'orientation des fibres, l'influence des rigidités des matériaux de la poutre renforcée, l'influence du nombre de couches internes et externes ainsi que l'effet de la fraction volumique sont inclus dans notre analyse des contraintes d'interface normales et de cisaillement.

Mots clés : contraintes d'interface ; poutre en béton armé ; composite stratifié ; effets hygrothermiques ; angle d'orientation des fibres.

ABSTRACT

In the past few decades, strengthening and rehabilitation of all types of civil engineering structures has increased considerably in order to improve performance and extend the service life of existing structures with satisfactory quality. Bonding of fiber-reinforced polymers (FRP) in concrete or steel structures has been developed and applied worldwide due to the limitations of the old techniques. Better reinforcement requires good knowledge of the properties of the materials of the element to be reinforced as well as the materials to be used in this technique. It should be noted that the analysis of this type of problem must include all the effects and phenomena leading to significant stresses. Our purpose is to introduce the hygrothermal effects in the behavior of a reinforced concrete beam strengthened by a laminated composite $[\theta_n, 90_m]_s$. This work is based on a simple theoretical model to estimate the interfacial stresses developed between the concrete beam and the composite laminate. The effects of fiber orientation, the influence of the stiffness of the materials of the reinforced beam, the influence of the number of internal and external layers and the effect of the volume fraction are included in our analysis of the interfacial shear and normal stresses.

Keywords: interface constraints; reinforced concrete beam; composite laminate; hygrothermal effects; orientation angle of the fibers.

ملخص

على مدى العقود الماضية، ازداد عمل تقوية وإعادة تأهيل جميع أنواع هياكل الهندسة المدنية بشكل كبير من أجل تحسين الأداء وإطالة عمر الهياكل الحالية بجودة مرضية. تم تطوير البوليمرات المقواة بالألياف في هياكل الخرسانة أو الهياكل المعدنية وتطبيقها في جميع أنحاء العالم بسبب النقص والقيود التي تعرفها التقنيات القديمة. تتطلب أفضل تقوية المعرفة الجيدة بخصائص مواد العنصر المطلوب تقويته بالإضافة إلى المواد المستخدمة في هذه التقنية. تجدر الإشارة إلى أن تحليل هذا النوع من المشاكل يجب أن يشمل جميع التأثيرات والظواهر التي تؤدي إلى إجهادات لا يمكن إهمالها.

هدفنا في هذه الأطروحة هو ادراج تأثيرات الحرارة والرطوبة معا في سلوك الروافد الخرسانة المسلحة المقواة بصفائح $[\theta_n, 90_m]_s$. يعتمد هذا العمل على نموذج نظري بسيط يهدف لتقدير إجهادات الواجهة الناتجة بين الرافدة والصفحة. تأثير اتجاه الألياف، تأثير صلابة مواد الرافدة المقواة، تأثير عدد الطبقات الداخلية والخارجية وتأثير جزء الحجم يتضمنهم تحليلنا للإجهادات العمودية وإجهادات القص الخاصة بالواجهة.

الكلمات الرئيسية: إجهادات الواجهة، رافدة الخرسانة المسلحة، صفحة مركب، تأثيرات الحرارة والرطوبة، زاوية اتجاه الألياف.

SOMMAIRE

REMERCIEMENT

RESUME

LISTE DES NOTATIONS.....	I
LISTE DES FIGURES.....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Le renforcement et la réhabilitation des structures

I.1. Introduction.....	4
I.2. Causes des désordres dans les ouvrages	4
I.2.1. Les réactions chimiques	5
I.2.1.1. La carbonatation.....	5
I.2.1.2. L'alcali-réaction.....	6
I.2.1.3. Les attaques des sulfates.....	7
I.2.1.4. Les attaques des chlorures.....	8
I.2.1.5. La corrosion.....	8
I.2.2. Les désordres d'origine mécanique	10
I.2.2.1. Le séisme.....	10
I.2.2.2. Le choc.....	12
I.2.2.3. L'incendie	12
I.2.2.4. La variation de la température.....	14
I.2.2.5. Le tassement différentiel.....	14
I.2.2.6. La fatigue des matériaux	15
I.2.3. Les désordres d'origine physique	16
I.2.3.1. Le retrait	16
I.2.3.2. Le gel-dégel.....	17
I.2.4. Erreurs de conceptions	18

I.2.4.1.	Erreurs de calculs.....	18
I.2.4.2.	Erreurs d'exécution.....	19
I.3.	Méthodes de renforcement des ouvrages	19
I.3.1.	Le chemisage.....	19
I.3.1.1.	Chemisage en acier.....	19
I.3.1.2.	Chemisage en béton.....	21
I.3.2.	Le renforcement avec plaques en acier.....	22
I.3.3.	Le renforcement par matériaux composites.....	23
I.3.4.	Le renforcement par précontrainte externe.....	24

CHAPITRE II : Généralités sur les matériaux composites

II.1.	Introduction.....	27
II.2.	Les constituants des matériaux composites.....	27
II.2.1.	Les résines	27
II.2.1.1.	Les résines thermodurcissables	28
a)	Les résines polyesters	28
b)	Les résines phénoliques	29
c)	Les résines époxydes	29
II.2.1.2.	Les résines thermoplastiques	30
II.2.2.	Les charges et les additifs.....	30
II.2.3.	Les renforts.....	30
II.2.3.1.	Les fibres de verres	31
II.2.3.2.	Les fibres de carbone	32
II.2.3.3.	Les fibres d'aramides	33
II.2.3.4.	Les formes de renforts	33
a)	Forme linéique	33
b)	Forme surfacique	33
c)	Forme multidirectionnelle	36
II.2.4.	Architecture des matériaux composites.....	36
II.2.4.1.	Définition du pli	36
II.2.4.2.	Les composites stratifiés	37

II.2.4.3.	Les composites sandwiches	39
II.3.	Propriétés des composites.....	41
II.3.1.	Introduction.....	41
II.3.2.	La fraction volumique.....	42
II.3.3.	La densité	42
II.3.4.	Modules de Young et coefficients de Poisson	43
II.3.5.	Propriétés thermiques	44
II.3.6.	Propriétés hygroscopiques	44
II.4.	Procédés de mise en œuvre des renforts composites.....	45
II.4.1.	Notion de multicouches composites pour la réparation des ouvrages.....	45
II.4.2.	Différentes techniques de mise en œuvre	46
II.4.2.1.	Mise en œuvre par moulage au sac.....	46
II.4.2.2.	Mise en œuvre par stratification directe.....	47
II.4.2.3.	Collage de plaques composites	47
II.4.2.4.	Enroulement filamentaire.....	48
II.4.2.5.	Produit pultrudés	49
II.4.	Conclusion	51

CHAPITRE III : Analyse des contraintes d'interface sous l'effet hygrothermique

III.1.	Introduction.....	52
III.2.	Solutions pour la détermination des contraintes d'interface.....	52
III.2.1.	Solutions basées sur la compatibilité de déformation directe.....	52
III.2.2.	Solution de Roberts et Haji-Kazemi.....	53
III.2.3.	Solution de Roberts	53
III.2.4.	Solution de Smith et Teng.....	54
III.3.	Nouvelle approche tenant compte de l'effet hygrothermique.....	55
III.3.1.	Modèle théorique.....	55
III.3.2.	Contraintes d'interface de cisaillement.....	56
III.3.3.	Contraintes d'interface normales.....	60
III.3.4.	Analyse des contraintes pour différente cas de charges.....	62
a)	Cas d'une charge uniformément répartie.....	62

b)	Cas d'une seule charge concentrée.....	64
c)	Cas de deux charges concentrées symétriques.....	65
III.3.5.	Résultats et discussions de la solution analytique.....	66
III.3.6.	Etude paramétrique.....	70
III.3.6.1.	Effet de la rigidité de la plaque.....	70
III.3.6.2.	Effet de la rigidité de la poutre.....	71
III.3.6.3.	Effet de la rigidité de l'adhésif.....	73
III.4.	Conclusion	74

CHAPITRE IV : Effet hygrothermique sur le comportement des poutres renforcées par des stratifiés

IV.1.	Introduction	75
IV.2.	Modèle théorique	75
IV.3.	Détermination des contraintes d'interface	77
IV.3.1.	Cas d'une charge uniformément répartie.....	85
IV.3.2.	Cas d'une seule charge concentrée.....	86
IV.3.3.	Cas de deux charges concentrées symétriques.....	86
IV.4.	Résultats numériques et discussions	87
IV.5.	Etude paramétrique	88
IV.5.1.	Effets de l'orientation des fibres.....	88
IV.5.2.	Effets de l'épaisseur du stratifié.....	89
IV.5.3.	Effets de l'épaisseur de la couche adhésive.....	90
IV.5.4.	Effet du nombre des plis dans la couche externe θ	91
IV.5.5.	Effet du nombre des plis dans la couche interne 90°	93
IV.5.6.	Effet de la fraction volumique des fibres.....	94
IV.4.	Conclusion	96

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	97
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	99

LISTE DES NOTATIONS

CHAPITRE I

d : paramètre d'endommagement (ou dommage)
 $n(\Delta\sigma)$: nombre effectif de cycles appliqués
 $N(\Delta\sigma)$: nombre total de cycles entraînant la rupture de la ruine

CHAPITRE II

E_f : module d'élasticité longitudinal des fibres
 E_m : module d'élasticité transversal de la matrice
 E_L : module d'élasticité longitudinal
 E_T : module d'élasticité transversal
 G : module de cisaillement
 G_{12} : module de cisaillement dans le plan
 v_f : fraction volumique des fibres
 v_m : fraction volumique de la matrice
 V_c : volume total du composite
 V_f : volume des fibres
 V_m : volume de la matrice
 α_L : coefficient de dilatation thermique longitudinal
 α_T : coefficient de dilatation thermique transversal
 α_f : coefficient de dilatation thermique des fibres
 β_L : coefficient hygroscopique longitudinal
 β_T : coefficient hygroscopique transversal
 ν_f : coefficient de Poisson des fibres
 ν_m : coefficient de Poisson de la matrice
 ρ_c : densité du composite
 ρ_f : densité des fibres
 ρ_m : densité de la matrice
 ω_f : poids des fibres
 ω_m : poids de la matrice

CHAPITRE III

a : distance entre l'appui et le bord de la plaque
 A_1 : section de l'adhérent 1
 A_2 : section de l'adhérent 2
 b_2 : largeur de l'adhérent 2
 E_1 : module d'élasticité longitudinal de l'adhérent 1
 E_2 : module d'élasticité longitudinal de l'adhérent 2
 $(EI)_t$: rigidité de flexion totale de la section du composite

G_a : module de cisaillement de la couche adhésive
 I_1 : inertie de l'adhérent 1
 I_2 : inertie de l'adhérent 2
 L : longueur de la poutre
 L_P : longueur de la plaque
 $M_1(x)$: moment de flexion appliqué dans l'adhérent 1
 $M_2(x)$: moment de flexion appliqué dans l'adhérent 2
 $M_T(x)$: moment appliqué à la section totale
 $N_1(x)$: effort normal appliqué dans l'adhérent 1
 $N_2(x)$: effort normal appliqué dans l'adhérent 2
 P : charge concentrée
 q : charge uniformément répartie
 t_a : épaisseur de l'adhésif
 $u(x,y)$: déplacement horizontal de la couche adhésive
 $u_1(x)$: déplacement longitudinal à la base de l'adhérent 1
 $u_2(x)$: déplacement longitudinal au sommet de l'adhérent 2
 $v(x,y)$: déplacement vertical de la couche adhésive
 $v_1(x)$: déplacement vertical de l'adhérent 1
 $v_2(x)$: déplacement vertical de l'adhérent 2
 $V_T(x)$: effort tranchant appliqué à la section totale
 y_1 : hauteur entre le bas de l'adhérent 1 et son centre de gravité
 y_2 : hauteur entre le sommet de l'adhérent 2 et son centre de gravité
 α_1 : coefficient de dilatation thermique de la poutre
 α_2 : coefficient de dilatation thermique de la plaque
 β_1 : coefficient hygroscopique de la poutre
 β_2 : coefficient hygroscopique de la plaque
 ΔT : variation de la température
 ΔC : la variation de l'humidité
 $\varepsilon_1(x)$: déformation due aux sollicitations longitudinales dans l'adhérent 1
 $\varepsilon_2(x)$: déformation due aux sollicitations longitudinales dans l'adhérent 2
 γ : contrainte de cisaillement
 $\sigma(x)$: contraintes d'interface normales
 $\tau(x)$: contraintes d'interface de cisaillement

CHAPITRE IV

a : distance entre l'appui et le bord de la plaque
 A_1 : section de l'adhérent 1
 A_2 : section de l'adhérent 2
 $[A]$: matrice de membrane
 $[A']$: est l'inverse de la matrice $[A]$
 $[B]$: matrice de couplage flexion-membrane

$[D]$: matrice de flexion
 $[D']$: est l'inverse de la matrice $[D]$
 b_2 : largeur de l'adhérent 2
 E_1 : module d'élasticité longitudinal de l'adhérent 1
 E_2 : module d'élasticité longitudinal de l'adhérent 2
 $(EI)_t$: rigidité de flexion totale de la section du composite
 G_a : module de cisaillement de la couche adhésive
 I_1 : inertie de l'adhérent 1
 I_2 : inertie de l'adhérent 2
 K_x^0 : courbure du plan moyen
 L : longueur de la poutre
 L_P : longueur de la plaque
 $M_1(x)$: moment de flexion appliqué dans l'adhérent 1
 $M_2(x)$: moment de flexion appliqué dans l'adhérent 2
 $M_T(x)$: moment appliqué à la section totale
 $N_1(x)$: effort normal appliqué dans l'adhérent 1
 $N_2(x)$: effort normal appliqué dans l'adhérent 2
 P : charge concentrée
 $[\bar{Q}]^k$: rigidité réduite transformée à la k^e couche correspondant à la hauteur z
 q : charge uniformément répartie
 t_a : épaisseur de l'adhésif
 $u(x,y)$: déplacement horizontal de la couche adhésive
 $u_1(x)$: déplacement longitudinal à la base de l'adhérent 1
 $u_2(x)$: déplacement longitudinal au sommet de l'adhérent 2
 $v(x,y)$: déplacement vertical de la couche adhésive
 $v_1(x)$: déplacement vertical de l'adhérent 1
 $v_2(x)$: déplacement vertical de l'adhérent 2
 $V_T(x)$: effort tranchant appliqué à la section totale
 y_1 : hauteur entre le bas de l'adhérent 1 et son centre de gravité
 y_2 : hauteur entre le sommet de l'adhérent 2 et son centre de gravité
 α_1 : coefficient de dilatation thermique de la poutre
 α_2 : coefficient de dilatation thermique de la plaque
 β_1 : coefficient hygroscopique de la poutre
 β_2 : coefficient hygroscopique de la plaque
 ΔT : variation de la température
 ΔC : la variation de l'humidité
 $\varepsilon_1(x)$: déformation due aux sollicitations longitudinales dans l'adhérent 1
 $\varepsilon_2(x)$: déformation due aux sollicitations longitudinales dans l'adhérent 2
 ε_x^0 : déformation du plan moyen
 \mathcal{I} : contrainte de cisaillement
 $\sigma(x)$: contraintes d'interface normales
 θ : angle d'orientation des fibres
 $\tau(x)$: contraintes d'interface de cisaillement

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1	Faïençage résultant d'une alcali-réaction.....	7
Figure I.2	Corrosion des armatures d'une pile de pont.....	10
Figure I.3	Ruptures par cisaillement des piles (Taiwan, 1999).....	11
Figure I.4	Echappement d'appui (Chili, 2010).....	11
Figure I.5	Effondrement d'un pont lors d'un violent choc de poids lourd.....	12
Figure I.6	Béton faïencé dans un tunnel suite à un incendie.....	14
Figure I.7	Fissures en forme d'escalier sur un mur de bâtiment.....	15
Figure I.8	Écaillage et éclatement de béton sur corniche de tablier.....	18
Figure I.9	Chemisage par acier [Priestley 1996].....	20
Figure I.10	Chemisage par acier d'une colonne rectangulaire.....	21
Figure I.11	Chemisage en béton d'un poteau en béton armé.....	22
Figure I.12	Renforcement par plaque d'acier.....	22
Figure I.13	Renforcement avec plaques en PRF.....	23
Figure I.14	Renforcement d'une colonne circulaire par précontrainte additionnelle [Saatcioglu et al. 2000].....	24
Figure I.15	Renforcement d'une colonne carrée par précontrainte additionnelle – coupe transversale [Saatcioglu et al. 2000].....	25
Figure I.16	Renforcement d'une colonne carrée par précontrainte additionnelle – coupe longitudinale [Saatcioglu et al. 2000].....	25

CHAPITRE II

Figure II.1	Matériau composite.....	27
-------------	-------------------------	----

Figure II.2	Chaîne et trame d'un tissu.....	34
Figure II.3	L'armure taffetas.....	35
Figure II.4	L'armure sergé.....	35
Figure II.5	L'armure satin.....	36
Figure II.6	Composite unidirectionnel (pli).....	37
Figure II.7	Angle des plis θ	37
Figure II.8	Exemples d'empilement.....	38
Figure II.9	Types de stratifiés.....	39
Figure II.10	Matériau sandwiches à âme pleine.....	40
Figure II.11	Matériau sandwiches à âme creuse.....	40
Figure II.12	Principe d'une réparation par matériaux composites.....	46
Figure II.13	Moulage au sac de tissus préimprégnés.....	46
Figure II.14	Confinement de colonnes (Pantelides et al. 2002).....	47
Figure II.15	Poutres de pont en béton armé renforcées par collage de plaques.....	48
Figure II.16	Procédé de l'enroulement filamentaire.....	49
Figure II.17	Schéma du procédé de pultrusion (GangaRao et al. 2007).....	50

CHAPITRE III

Figure III.1	Poutre renforcée par collage d'une plaque.....	55
Figure III.2	Segment différentiel de la poutre renforcée.....	56
Figure III.3	Poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie.....	63
Figure III.4	Poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée.....	64

Figure III.5	Poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrées	65
Figure III.6	Effet hygrothermique sur les contraintes de cisaillement et normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément.....	68
Figure III.7	Effet hygrothermique sur les contraintes de cisaillement et normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge concentrée.....	69
Figure III.8	Effet hygrothermique sur les contraintes de cisaillement et normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous deux charges concentrées.....	70
Figure III.9	Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques.....	71
Figure III.10	Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques.....	71
Figure III.11	Effet de la rigidité de la poutre sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques.....	72
Figure III.12	Effet de la rigidité de la poutre sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques.....	72
Figure III.13	Effet de la rigidité de l'adhésif sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques.....	73
Figure III.14	Effet de la rigidité de l'adhésif sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques.....	73

CHAPITRE IV

Figure IV.1	Poutre renforcée avec plaque en PRF	75
Figure IV.2	Segment différentiel de la poutre renforcée.....	76
Figure IV.3	Géométrie et cotation des plis d'un stratifié.....	78

Figure IV.4	Effet de l'orientation des fibres sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[\theta/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	88
Figure IV.5	Effet de l'orientation des fibres sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[\theta/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	89
Figure IV.6	Effet de l'épaisseur du stratifié sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	90
Figure IV.7	Effet de l'épaisseur du stratifié sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	90
Figure IV.8	Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	91
Figure IV.9	Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	91
Figure IV.10	Effet du nombre de couches externes du stratifié m sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90_m]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	92
Figure IV.11	Effet du nombre de couches externes du stratifié m sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90_m]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	92
Figure IV.12	Effet du nombre de couches internes du stratifié n sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0_n/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	93
Figure IV.13	Effet du nombre de couches internes du stratifié n sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0_n/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	93
Figure IV.14	Effet de la fraction volumique des fibres sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	95
Figure IV.15	Effet de la fraction volumique des fibres sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en composite stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.....	95

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1	Caractéristiques résines thermodurcissables	29
Tableau II.2	Propriétés des fibres de verre.....	32
Tableau II.3	Propriétés des fibres de carbone.....	32
Tableau II.4	Propriétés mécaniques typiques des composites (Teng et al. 2002).....	41
Tableau II.5	Comparaison entre les fibres de verre, d'aramide et de carbone (Meier 1995)	41

CHAPITRE III

Tableau III.1	Caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux de la poutre renforcée	67
---------------	--	----

CHAPITRE IV

Tableau IV.1	Propriétés mécaniques et géométriques de la poutre renforcée.....	87
Tableau IV.2	Les contraintes d'interface maximales normales et de cisaillement.....	88

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'infrastructure de génie-civil comprend une large gamme de types de structures, construites au cours de nombreuses années et fabriquées avec une variété de matériaux. Chacune de ces structures pourrait avoir des déficits au niveau des structures et avoir besoin d'être renforcée pour permettre son utilisation continue.

La dégradation d'une structure définie de sorte qu'elle ne puisse pas supporter les charges pour lesquelles elle était initialement destinée, peut être causée par: des désordres dus à des réactions chimiques (la corrosion, la carbonatation, l'alcali-réaction, les attaques des chlorures, les attaques des sulfates,), des désordres d'origine mécanique (le séisme, l'incendie, le choc, la variation de la température, le tassement différentiel, la fatigue des matériaux,..), des désordres d'origine physique (le retrait, le gel-dégel) et aux erreurs de conception.

La réhabilitation des ouvrages d'art détériorées, endommagées ou non conformes aux normes est devenue l'un des enjeux majeurs pour l'ingénieur civil dans le monde. La réhabilitation des structures existantes est en pleine croissance. De plus, les structures construites après la deuxième guerre mondiale n'accordaient que peu d'attention aux problèmes de durabilité et les concepteurs n'avaient pas une connaissance suffisante de la conception parasismique.

En 1995, le tremblement de terre Hyogoken-Nanbu a provoqué une grande catastrophe dans la ville de Kobe, au Japon. Par conséquent, en septembre 1999, l'Association japonaise pour la prévention des catastrophes dans les bâtiments a publié un document intitulé « *Directives concernant la conception et la construction des ponts en béton armé existants avec des matériaux polymères renforcés de fibres* ». Dans l'Union européenne, des milliers de ponts en béton armé et précontraint nécessitent un entretien, des réparations et un renforcement avec un budget annuel dépassant les deux cents millions euros.

Dans le cadre de la réhabilitation des structures en béton, en charpente métallique et en bois, il est essentiel de différencier entre les termes réparation, renforcement et réhabilitation. En *réparant* une structure, le matériau de réparation est utilisé pour améliorer un déficit structurel ou fonctionnel tel qu'une fissure ou un composant de structure gravement dégradé. En revanche, le *renforcement* d'une structure est spécifique

aux cas où l'application du matériau de renforcement améliore le niveau de performance conçu actuel. Le terme *rénovation* est spécifiquement utilisé pour l'amélioration des performances sismiques des ouvrages, comme dans le cas de l'utilisation de gaines composites pour le confinement des colonnes des ponts.

Il existe de nombreuses méthodes ou procédures de renforcement ou réparation des ouvrages dont les plus courantes sont : le chemisage en béton ou en acier, le renforcement avec des plaques en acier, le renforcement avec des matériaux composites et le renforcement par précontrainte externe.

Depuis les années 1980, les ingénieurs en génie civil ont pris connaissance de l'importance du poids et de la rigidité, de la résistance à la corrosion, de la durabilité et de la facilité d'application des PRF dans la réhabilitation de structures dans le monde entier. La capacité du renforcement des composites en PRF à prolonger la durée de vie des structures historiques avec un minimum de perturbations pour les utilisateurs permet de créer des solutions d'ingénierie véritablement durables. De plus, les technologies de fabrication de composites de PRF ont été révolutionnées par des techniques de fabrication sophistiquées.

L'utilisation des matériaux composites dans la réhabilitation des ouvrages d'art nécessite d'avoir des meilleures connaissances sur leurs propriétés dans le but de faire une bonne analyse de l'élément à renforcer et par conséquent de mieux déterminer l'état de contraintes et l'état de déformation de cet élément.

Plusieurs solutions ont été élaborés pour la prédiction des contraintes d'interface dans une poutre renforcée par des matériaux composites. Dans ces solutions, le changement de température et l'humidité n'a pas été pris en considération. Ce phénomène peut entraîner à des contraintes supplémentaires et qui ne doivent pas être négligées.

Dans notre travail, notre objectif est l'analyse des contraintes d'interface dans une poutre en béton armé renforcée par plaque ou composite tout en considérant l'effet hygrothermique dans cette analyse. Différent cas de chargement sont à considérer afin d'établir, pour chacun, des expressions des contraintes normales et de cisaillement. De plus, plusieurs paramètres sont à étudier à savoir l'orientation des fibres des stratifiés, l'influence des nombres de couches internes et externes pour voir l'influence de ces effets sur les contraintes d'interface.

La présente thèse est organisée en quatre chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la définition des différentes causes des désordres dans les ouvrages. Par la suite, on décrit les procédures les plus utilisées dans le renforcement des ouvrages sont présentés en dernière partie de ce chapitre.

Le deuxième chapitre fait l'objet d'une revue d'ensemble sur les matériaux composites. Il est également présenté les différentes propriétés des composites ainsi que les différentes procédures de mise en œuvre des renforts composites.

Plusieurs approches d'analyse des contraintes d'interface dans une poutre en béton armé renforcée par plaque sont décrites dans le troisième chapitre. De plus, une nouvelle solution incluant l'effet hygrothermique est présentée.

Le quatrième chapitre traitera l'analyse des contraintes d'interface dans une poutre renforcée par stratifié dont la prise en compte de plusieurs paramètres tel que l'orientation des fibres est possible tout en introduisant l'effet hygrothermique.

En dernier lieu, une conclusion générale est donnée résumant le travail de cette thèse et proposant des perspectives à étudier à l'avenir.

Chapitre I :
Le renforcement et la
réhabilitation des
structures

I.1 Introduction :

La durée de vie d'un ouvrage d'art représente un enjeu économique majeur pour les concepteurs. Cette durabilité s'obtient par une maîtrise de la conception qui tient compte de tous les facteurs pouvant entraîner à des problèmes de détérioration ou d'instabilité de l'ouvrage. Mais vu qu'on se trouve toujours devant des désordres au niveau de plusieurs ouvrages, le besoin de renforcement et de réhabilitation sont donc très importants afin d'offrir aux ouvrages une rigidité et une résistance capables de prolonger ses durées de vie.

En France et selon un rapport publié en 2018 par le ministère des transports, sur 12000 ponts que compte le réseau routier non concédé à des sociétés privées, 4000 ponts sont à réparer et 840 ponts risquent un effondrement.

Pour répondre à ces besoins, il est donc nécessaire de comprendre les causes fondamentales et les mécanismes de diverses formes de détérioration engendrant des dégradations au niveau de l'ouvrage afin d'évaluer l'état de l'ouvrage existant et procéder aux travaux de renforcement appropriés.

Dans le passé, la seule solution, pour les ouvrages présentant une déficience, était la démolition et la reprise totale de l'ouvrage. Cependant, au cours des dernières décennies, les travaux de renforcement et de réhabilitation ont connu un grand développement dans les méthodes et dans les matériaux utilisés.

L'amélioration des propriétés des matériaux des ouvrages existants ainsi que le développement continu des types des matériaux joue un rôle très important dans le renforcement et la réhabilitation étant donné que le matériau est l'élément de base de toute structure (Valery et al, 2001).

I.2 Causes des désordres dans les ouvrages :

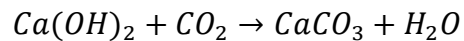
Pour effectuer un bon choix de renforcement, une étude des causes de dégradation est très importante. De nombreuses pathologies existent dans les ouvrages d'art dont les origines sont mécaniques, physico-chimiques, accidentelles, liées à la conception ou liées à l'exécution.

I.2.1 Les réactions chimiques :

Des sérieux problèmes peuvent survenir lors des réactions chimiques dans le béton et dans l'acier. On peut citer :

I.2.1.1 La carbonatation :

La carbonatation du béton est due à l'action de l'acide carbonique CO_2 (dioxyde de carbone) qui se trouve dans l'atmosphère (en faible quantité environ 0.5%) sur la chaux libérée par l'hydratation des carbonates de calcium $CaCO_3$



Cette carbonatation qui progresse dans le béton à partir des faces en contact avec l'atmosphère fait baisser le PH, franchement basique puisque de l'ordre de 13 dans un béton non carbonaté, à des valeurs très inférieures (11.5 à 9), neutralisant ainsi progressivement l'alcalinité du béton et son rôle passivant sur les armatures qui, n'étant plus protégés, se corrodent.

La vitesse de carbonatation dépend de divers facteurs et son évolution est d'autant plus lente que le phénomène se développe, car le carbonate formé freine la diffusion du gaz carbonique, cette pénétration, non linéaire, étant sensiblement proportionnelle à la racine carrée du temps.

Elle est notamment fonction de :

- L'humidité ambiante : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 à 65 %. On peut l'estimer, lorsque les autres facteurs sont également défavorables, à 5 mm au bout d'un an, 10 mm au bout de 4 ans et de l'ordre de 25 mm au bout de 25 ans. Les ouvrages en béton étant alternativement soumis à des cycles d'humidification et de séchage, l'application du phénomène de carbonatation s'en trouve retardé. En atmosphère parfaitement sèche ou totalement saturée, la vitesse de carbonatation est, sinon nulle, extrêmement faible ;
- La température ;
- La compacité du béton : plus le béton est compact, c'est-à-dire moins sa porosité est forte et donc moins les pores seront interconnectés, plus lente est la vitesse de carbonatation. Un béton présentant une résistance à la compression élevée et dont la compacité est bonne présente une vitesse de carbonatation beaucoup plus faible que celle d'un béton de résistance moyenne. Des essais ont montré que la profondeur de carbonatation au bout d'un an était trois fois plus grande pour un béton dont la résistance

était de 20 à 28 jours, comparativement à un béton dont la résistance était de 40 MPa, toutes autres conditions étant par ailleurs les mêmes pour les deux bétons ;

- La pollution de l'environnement, la concentration de gaz carbonique étant beaucoup plus importante en ville qu'à la campagne.

Sur le plan pratique, il est donc impératif de :

- Confectionner des bétons compacts avec un dosage suffisant en ciment, les normes actuelles indiquant d'ailleurs les dosages minimaux à respecter pour assurer une tenue correcte à la carbonatation ;

- Rechercher un faible E/C ;

- Assurer la protection par une cure appliquée immédiatement après mise en œuvre.

I.2.1.2 L'alcali-réaction :

L'alcali réaction résulte d'une réaction entre la phase liquide interstitielle contenant des alcalins en quantité importante et les particules réactives contenues dans les granulats ; la chaux et l'humidité sont aussi des facteurs indispensables.

Les trois types d'alcali-réaction les plus connues sont la réaction alcali-silice, la réaction alcali-silicate et la réaction alcali-carbonate.

La réaction la plus fréquente est la réaction alcali-silice qui est décrit comme suit : un gel de silicate alcalin se forme suite à une réaction entre les alcalins provenant du ciment, qui migrent dans au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton, avec les particules de silices réactives présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Ce gel se combine avec le calcium provenant de la pâte du liant pour former un gel silico-calco-alcalin. Il peut absorber une grande quantité d'eau et provoque donc un gonflement du béton engendrant des fissurations apparaissant sous forme de faïençages (mailles de dimensions de 20 à 50 mm et de profondeur de quelques centimètres) ou sous forme de réseaux (mailles de dimensions de 30 à 40 mm et de profondeur supérieure à 10 cm). Cette dernière représente le désordre le plus fréquent sur les parements des structures (Figure I.1).

Afin d'éliminer cette réaction, il est conseillé d'utiliser des granulats non réactifs.



Figure I.1: Faïençage résultant d'une alcali-réaction (Caluwé et al, 2008)

I.2.1.3 Les attaques de sulfates :

Les réactions sulfatiques sont provoquées par l'action des sulfates avec la chaux et les aluminates du ciment. On appelle ettringite ou sel de Candlot le produit final de cette réaction provoquant une expansion qui altère les caractéristiques mécaniques du béton.

Les réactions sulfatiques les plus courantes sont provoquées des agressions extérieures de sulfates dont on cite : actions de l'eau de mer, action des eaux souterraines, action des sols contenant des sulfates et actions des pluies acides, ...

La réaction sulfatique commence par la surface puis pénètre peu à peu vers le cœur du béton provoquant des fissures sous l'effet de gonflement.

Les préventions à ces attaques consistent à utiliser un béton richement dosé en ciment dont le rapport Eau/Ciment est très faible. Le type de ciment doit être choisi de sorte qu'il sera capable de résister à ce type d'attaque.

I.2.1.4 Les attaques des chlorures :

A partir d'une certaine teneur en chlorures, la couche de passivation de l'acier est attaquée. La corrosion due aux chlorures est un phénomène dangereux, parce qu'elle se produit localement et entraîne une réduction importante de la section d'armature. La pénétration des ions de chlore et d'oxygène dans le béton durci est limitée lorsque celui-ci est de bonne qualité (rapport E/C faible et teneur en ciment suffisante). De plus, l'enrobage des armatures doit être suffisant.

I.2.1.5 La corrosion :

La corrosion des armatures (Figure I.2) joue un rôle fondamental dans la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages. C'est le désordre le plus fréquent si les ouvrages ne peuvent pas résister à ces agressions.

Les corps dissous dans le milieu qui environne l'ouvrage, peuvent pénétrer progressivement dans le béton. Certains d'entre eux sont agressifs, par exemple le dioxyde de carbone (CO₂), les acides (engrais, etc.) et les chlorures. Un acier mis au contact d'un béton qui a une forte basicité et qui n'est pas pollué par des chlorures, se recouvre d'oxydes protecteurs. Si son enrobage est chimiquement modifié, cet acier se recouvre de produits " intermédiaires " qui ne sont pas stables en présence d'oxygène dissous dans le béton. Ils se transforment en des produits " finaux " non protecteurs, ce qui conduit à la dissolution et à l'enrouillement continu de l'acier. C'est pourquoi, les dégradations par corrosion des armatures produisent des défauts qui ne deviennent visibles qu'après un certain délai. Les défauts invisibles sont des modifications chimiques et parfois physiques (liés à la microstructure) de l'enrobage de béton. Il s'agit aussi du début d'un éclatement (délaminage) de cet enrobage ou de la formation d'une fine couche de rouille sur l'acier. Dans certains cas, la dissolution des armatures se produit, sans aucune trace visible sur le parement. Les dégradations mises en évidence sont des éclatements, des épaufrures et des fissures du béton d'enrobage. D'autres mécanismes peuvent également être à l'origine de ce type de désordres. Lorsque la corrosion est très avancée, des traces de rouille sont visibles, les armatures peuvent être mises à nu et leur dissolution (perte de section) constatée.

Les désordres dues à la corrosion ont comme conséquences :

- L'aspect de l'ouvrage :

Les efflorescences et les taches de rouille conséquence de la pénétration d'agents agressifs dans l'enrobage de béton, altèrent l'aspect de l'ouvrage. Ce point est parfois considéré comme étant de peu d'importance, par le gestionnaire des ouvrages. Par contre, ce sont les fissurations et les fracturations du béton qui commencent à inquiéter le gestionnaire, car des éclats de béton peuvent se produire.

- La sécurité vis-à-vis des usagers :

Les éclats de béton présentent un risque pour les personnes qui circulent près de l'ouvrage. Leur prévention et leur élimination doivent donc être traitées avec soin.

- La stabilité de la construction :

Des essais effectués sur des éprouvettes ont permis d'estimer les valeurs des forces d'adhérence pour des éléments en béton dont les armatures sont corrodées. Il est apparu que ni la qualité du béton, ni le rapport enrobage/diamètre d'armature n'influent sur la force résiduelle d'adhérence, même si l'enrobage est fissuré par la corrosion de l'armature sans qu'il ne soit détruit par éclatement. En ce qui concerne les moments fléchissants et les efforts tranchants, une recherche expérimentale a porté sur l'effet de la corrosion sur ces grandeurs mécaniques. Elle a montré que pour prévoir de façon conservatrice la tenue des éléments en béton armé, il suffit d'appliquer les modèles de calculs classiques, en considérant la section réduite des armatures ainsi que la section réduite de béton. Ainsi, tant que les diminutions de section des armatures restent faibles et que l'enrobage reste cohésif, la corrosion de ces armatures ne modifie pas significativement la tenue au moment fléchissant ou aux efforts tranchants. Mais lorsque la corrosion a atteint un stade avancé, des calculs plus précis doivent être faits pour évaluer la tenue résiduelle de l'ouvrage. Ce document ne traite que du matériau et laisse de côté les problèmes de structures.



Figure I.2: Corrosion des armatures d'une pile de pont (AF CG, 2003)

I.2.2 Désordres d'origine mécanique :

I.2.2.1 Le séisme :

Les conséquences d'un séisme peuvent devenir dramatiques dès que l'accélération du sol dépasse 0.30 g (Calgaro, 1997). L'analyse des effets des séismes sur les constructions a permis de mettre en évidence les principes de conception permettant d'éviter les effondrements catastrophiques, voire de limiter le degré d'endommagement, et ces principes sont maintenant à la base de codes parasismiques de calcul.

De façon schématique, un séisme est un déplacement imposé induisant, dans les diverses parties d'un pont, des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont lourdes et rigides. Il a été souvent noté le bon comportement des ponts-dalles en béton armé ou précontraint à plusieurs travées lorsqu'ils n'étaient pas trop biais, et même des poutres précontraintes par post-tension, lorsqu'elles reposaient sur des appuis en Néoprène en étant contreventés. En revanche, les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de structure peu hyperstatiques comportant des éléments d'une ductilité insuffisante.

Parmi ces endommagements, on peut citer :

- Les ruptures par cisaillement des piles (Figure I.3),
- L'échappement d'appui (Figure I.4) causé par les entrechoquements, les déplacements différentiels entre appuis, les tassements des fondations, ...
- L'endommagement des piles sous l'effet des efforts de flexion,
- Les endommagements au niveau des éléments de béton dans les nœuds, ...



Figure I.3: Ruptures par cisaillement des piles (D. DAVI et al, 2013)



Figure I.4: Echappement d'appui au Chili 2010 (D. DAVI et al, 2013)

I.2.2.2 Le choc :

Des désordres importants peuvent être engendrés par le choc dont les causes sont en général : le choc des véhicules sur les piles et les tabliers de ponts, le choc des bateaux sur les piles de ponts, le choc des véhicules sur les dispositifs de retenue sur et hors des ouvrages d'art... (Figure I.5).



Figure I.5: Effondrement d'un pont lors d'un violent choc de poids lourd (CETE, 2009)

I.2.2.3 L'incendie :

Relativement à l'acier et le bois, le béton se distingue par une grande résistance au feu mais pour quelques heures seulement. Lors de cette action, les caractéristiques des matériaux seront modifiées et dégradées. Ces endommagements se traduisent par : l'éclatement du béton, l'écaillage, la diminution des caractéristiques mécaniques et la fusion (Figure I.6).

- **Éclatement et écaillage :**

Quand un béton est chauffé, deux phénomènes proches peuvent conduire à de la perte de matière : l'écaillage et l'éclatement. L'éclatement désigne le mécanisme par lequel les parements en béton perdent une partie de leur béton de surface. Il s'agit de morceaux de béton qui se détachent au cours de l'agression par le feu, souvent dans les zones les plus chauffées et les moins confinées, telles que, par exemple, les angles inférieurs de la retombée rectangulaire d'une poutre de plancher : on constate alors que des morceaux significatifs de section triangulaire se détachent, mettant à nu l'armature latérale du premier lit d'acier. Ces morceaux sont assez gros et peu nombreux. Ils résultent du détachement de la zone d'enrobage non armée située dans l'angle de section. Les morceaux détachés ne proviennent jamais du volume intérieur à la cage d'armature. Ils sont d'autant plus gros que l'enrobage des aciers est important. L'écaillage consiste en un détachement progressif et continu de petits morceaux de béton qui sont expulsés avec

force du parement exposé au feu. Ces morceaux ont la particularité d'être de faible épaisseur (quelques millimètres) et très aplatis (leurs dimensions perpendiculaires à l'épaisseur sont de l'ordre de quelques centimètres). Ces morceaux sont très nombreux et assimilables à des copeaux minces qui se détachent successivement en grand nombre et sur des surfaces très étendues en proportion de leur taille. La manifestation de ce phénomène peut commencer dès les premières minutes de l'incendie. Elle dépend de caractéristiques telles que la composition du béton et ses propriétés associées, sa teneur en eau et son état de contrainte. Dans certains cas, elle se poursuit continuellement tant que l'incendie n'est pas maîtrisé, à une vitesse quasi-constante. L'épaisseur de la pièce diminue donc progressivement, de façon proportionnelle au temps. La présence d'une cage d'armatures modifie le phénomène si les barres d'acier sont d'un diamètre tel qu'elles constituent un obstacle physique à l'expulsion du béton qu'elles masquent. Elles permettent alors de limiter le phénomène aux zones non masquées par les barres. En revanche, des aciers de petit diamètre espacés de plus d'une quinzaine de centimètres ne permettent pas d'escompter d'effet de ralentissement significatif de l'enlèvement progressif de matière.

- **Diminution des caractéristiques mécaniques :**

L'augmentation de température s'accompagne de deux phénomènes : l'endommagement thermique, qui correspond à la perte irréversible de la rigidité élastique (module E) et la décohérence thermique, qui correspond à la chute irréversible de la résistance en compression. Ces endommagements peuvent être liés, à l'échelle microscopique, à l'expulsion de l'eau du béton. Ils débutent vers 100°C, et sont pratiquement totalement achevés entre 600 à 800°C. Le diagnostic sur le terrain se fait visuellement (couleur, aspect de terre cuite, faïençage) et à l'aide du marteau (la pointe pénètre aisément dans le matériau ayant perdu sa cohésion).



Figure I.6: Béton faïencé dans un tunnel suite à un incendie (CETU, 2015)

I.2.2.4 La variation de la température :

Une dilatation thermique non uniforme peut être causée par les différents coefficients de dilatation thermique du matériau dans les mêmes conditions thermiques ou par des matériaux similaires dans des conditions thermiques différentes. Ce changement de température peut provoquer des fissures qui apparaissent sous forme de fissures régulièrement espacées. Il peut y avoir même des éclatements au niveau des joints de dilatation. Pour éviter ce problème, il y a lieu de :

- Limiter les longueurs des structures en séparant les blocs par des joints de dilatation.
- Couler le béton et utiliser un ciment de températures basses.
- Sélectionner des agrégats à faible module d'élasticité et à faible coefficient de dilatation thermique.

I.2.2.5 Le tassement différentiel :

Il se traduit par l'apparition de fissures dans les structures de construction pouvant atteindre plusieurs mètres (Figure I.7) suite à un mouvement d'enfoncement du sol de façon non uniforme, et par conséquent, il constitue un danger pour les constructions ainsi que la sécurité des personnes. Ce phénomène est dû principalement au retrait-gonflement des argiles et à l'hétérogénéité du sol et des charges de la structure. Il faut donc :

- Donner plus d'importance aux études géotechniques afin de déterminer le mode, la profondeur et la capacité des fondations à prévoir.
- Assurer une étanchéité pour garder le même taux d'humidité du sol.
- Eloigner les arbres des constructions.



Figure I.7: Fissures en forme d'escalier sur un mur de bâtiment

I.2.2.6 La fatigue des matériaux :

Le phénomène de fatigue concerne une grande variété de matériaux. Il affecte principalement les pièces (ou assemblages de pièces) métalliques, les armatures de béton armé, les câbles de précontrainte et les haubans lorsque ces éléments sont soumis à des variations cycliques de contraintes ou de déformations.

Par définitions le paramètre d'endommagement (ou dommage) vaut 0 lorsque la pièce (ou son assemblage) n'a pas encore été sollicitée, et 1 lorsqu'elle est ruinée. Entre ces deux valeurs, l'endommagement d , et pour un mode de changement cyclique conduisant à une amplitude de variation de contrainte constante $\Delta\sigma$, est donné par la formule de Palmgren et Miner (Calgaro, 1997) :

$$d = \frac{n(\Delta\sigma)}{N(\Delta\sigma)} \quad (\text{I.1})$$

$n(\Delta\sigma)$ étant le nombre effectif de cycles appliqués et $N(\Delta\sigma)$ est le nombre total de cycles entraînant la rupture de la ruine.

Dans le cas où la pièce subira une succession de modes de chargement de contraintes $\Delta\sigma_i$, l'endommagement total peut être calculé en cumulant tous les endommagements partiels :

$$d = \sum_i d_i = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma)}{N(\Delta\sigma)} \quad (\text{I.2})$$

L'endommagement en fatigue au niveau des ponts en béton et les ponts métalliques se traduit par une dégradation de l'adhérence entre le béton et les armatures entraînant l'apparition d'une fissuration pouvant affecter la durée de vie de l'ouvrage, voire des déformations irréversibles sous l'effet des charges de service. Le degré d'endommagement dépend de nombreux facteurs comme le nombre et l'intensité des cycles de chargement, la variabilité des charges appliquées et le degré de microfissuration entraînant une modification des propriétés du béton.

I.2.3 Désordres d'origine physique :

I.2.3.1 Le retrait :

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui se développe au sein du béton sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement à cause d'une insuffisance du taux d'humidité du béton. Il se caractérise par des fissurations qui peuvent être soit orientées soit multidirectionnelles,

Connaitre le moment de l'apparition des fissures est l'indice le plus important pour identifier et examiner les fissures du retrait. Trois types de fissure, en termes de son apparition, sont à considérer :

- Fissures qui apparaissent une heure ou deux heures après le bétonnage : ces fissures sont provoquées par un tassement du béton frais dans le coffrage et le ressuage qui l'accompagne, ou par une sédimentation du béton résultant d'un défaut de compacité. Elles sont relativement profondes et ouvertes de l'ordre de 1 mm. Elles entraînent souvent à un détachement du béton au milieu des mailles du ferrailage, endommagent les surfaces horizontales et reproduisent le tracé du ferrailage.
- Fissures qui apparaissent juste après le décoffrage : ces fissures affectent bien les surfaces horizontales que les parements horizontaux. Lorsqu'il s'agit d'un retrait d'auto-

dessiccation, ces fissures sont fines et peu profondes et plus ouvertes lorsqu'il s'agit de fissures causées par un retrait thermique.

- Fissures qui apparaissent plusieurs jours après le décoffrage : ces fissures sont similaires aux fissures précédentes. Elles sont causées par le retrait de dessiccation (retrait à long terme). Ce retrait résulte du départ de l'eau en excès dans le béton en raison de la mise en équilibre hygrométrique de la structure en béton avec son milieu extérieur.

Afin de réduire le retrait dans le béton :

- Prévoir des joints de dilatation.
- Minimiser le rapport Eau/Ciment.
- Utiliser un béton de gros diamètres.
- Utiliser un béton de faible température.

I.2.3.2 Le gel-dégel :

Les cycles gel/dégel fragilisent le béton. De plus de l'endommagement interne du matériau qui se traduit par un éclatement du béton du au gonflement de l'eau qui pénètre le réseau de fissures et de pores du béton, des agressions dues à l'utilisation des sels anti-verglas peuvent être provoquées :

- Un écaillage (Figure I.8) du béton à sa surface.
- Microfissures au niveau du béton suite à des sollicitations de type choc thermique.
- Pénétration des chlorures sur plusieurs centimètres de profondeur entraînant la corrosion des aciers.
- Attaque chimique provoquée par les agents agressifs contenus dans les sels anti-verglas.

Ce phénomène conduit donc à une réduction l'enrobage des aciers et par suite une corrosion des aciers et une dégradation esthétique.

Pour éviter ces problèmes, on doit :

- Assurer un durcissement correct du béton.
- Assurer un drainage adéquat.
- Minimiser le rapport Eau/Ciment.



Figure I.8: Écaillage et éclatement de béton sur corniche de tablier (SETRA)

I.2.4 Erreurs de conceptions :

Aucune étude de conception des ouvrages ne peut être exhaustive vu les nombreux détails qu'on doit les tenir en compte dans la modélisation qui signifie la simplification. Néanmoins, les désordres des ouvrages dus à ces erreurs sont relativement peu nombreux car les études sont généralement établies et contrôlées par des ingénieurs expérimentés. De plus, la réglementation de calcul des ouvrages exige des coefficients de sécurité importants. En ce qui concerne les anciens ouvrages, le calcul des structures et la géotechnique n'ont pas été maîtrisés et de ce fait de nombreux désordres sont constatés au niveau de ces ouvrages.

I.2.4.1 Erreurs de calculs :

En raison des erreurs de dimensionnement des éléments de structure, des défauts se manifestent dans le béton soit par fissures, dues aux contraintes élevées de traction, torsion et cisaillement, ou éclatement de béton dû à la compression. Un écaillage peut se produire par les contraintes élevées dues à la torsion et au cisaillement. Ce problème d'erreurs de conception peut être évité par un examen approfondi et minutieux de tous les calculs.

1.2.4.2 Erreurs d'exécution :

Les défauts d'exécution sont, généralement, dus à un manque de détails d'exécution, au non-respect des dispositions constructives exigées par la réglementation ou dans le cas où le contrôle de la qualité d'exécution et la qualité des matériaux n'est pas strict. Ces défauts d'exécution peuvent ne pas conduire à une rupture dans les éléments de la structure, mais ils peuvent devenir la cause de la détérioration.

I.3 Méthodes de renforcement des ouvrages :

De ce qui précède, il a été montré que les ouvrages nécessitent, en général, des travaux de renforcement ou de réhabilitation. La réussite de ce type de travaux repose sur plusieurs facteurs. On doit opter pour la meilleure stratégie, le meilleur matériau et la meilleure procédure. Cependant, de nombreux procédés sont possibles dont nous allons expliquer ci-dessus.

I.3.1 Le chemisage :

Le chemisage est une méthode traditionnelle et l'une des méthodes les plus couramment utilisées pour renforcer ou réparer les éléments en béton armé. Cette technique implique une augmentation des sections du béton existant en rajoutant plus de béton armé ou d'acier. La section supplémentaire permet aux éléments structurels de transférer plus de charge tout en offrant la ductilité, la résistance et la stabilité manquantes.

I.3.1.1 Chemisage en acier :

Cette procédure a été développée spécialement pour les colonnes circulaires et généralisée ensuite pour les colonnes rectangulaires. Deux demi couches de plaques d'acier avec un rayon plus grand que le rayon de la colonne existante de 12.5 mm à 25 mm (Figure I.9) (Priestley, 1996). Ce vide doit être remplis de coulis de ciment pour assurer une continuité entre le béton et l'acier de la chemise. En cas de colonnes rectangulaires, les chemises prennent une forme elliptique et le vide, dans ce cas, va être remplis de béton.

Cette méthode a démontré son efficacité par les recherches expérimentales et encore par l'observation sur le terrain durant le séisme de Northridge 1994 où une cinquantaine de ponts dont les piles ont fait l'objet d'un chemisage par acier. Aucun de ces ponts n'a connu un endommagement au niveau des piles nécessitant des travaux de réparation ultérieurs (Priestley, 1996).

Toutefois cette technique de renforcement est coûteuse et exige une main d'œuvre qualifiée. Compte tenu de sa grande efficacité, il est recommandé de l'utiliser dans les ouvrages d'art possédant un nombre limité de colonnes contrairement aux bâtiments où le nombre de poteaux est très important et de ce fait le coût s'avère trop coûteux.

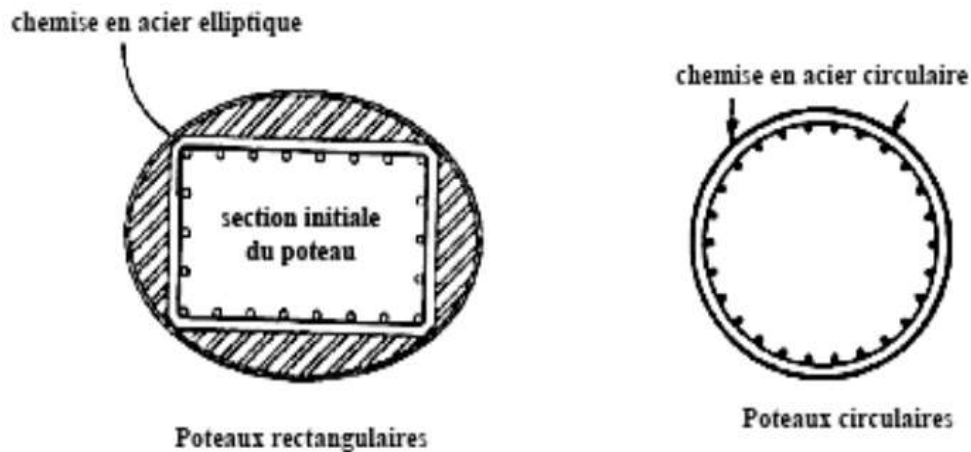


Figure I.9: Chemisage par acier (Priestley 1996)

Une autre méthode de chemisage en acier a été proposée pour le cas des colonnes rectangulaires qui consiste à souder des cornières longitudinales et des aciers plats transversaux autour de la colonne (Figure I.10).

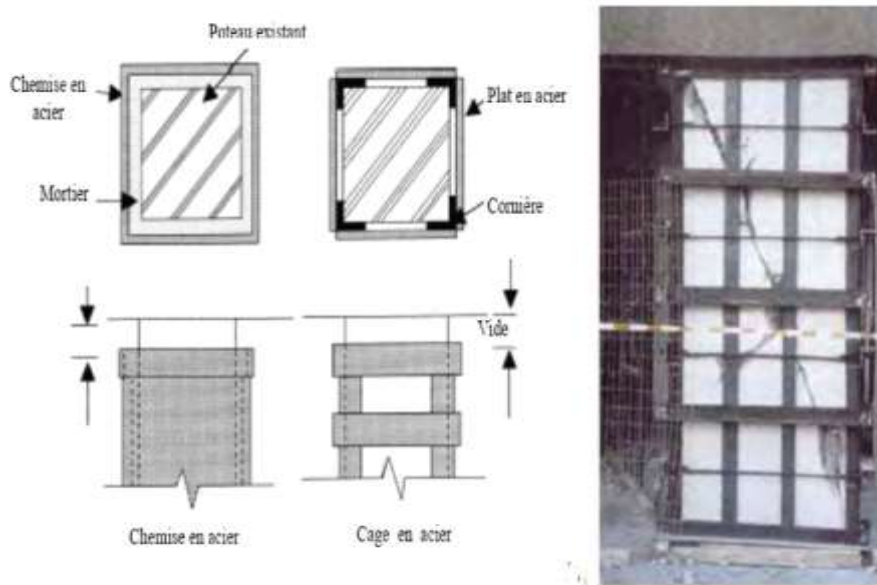


Figure I.10: Chemisage par acier d'une colonne rectangulaire (Monti, 2003)

I.3.1.2 Chemisage en béton :

Le chemisage en béton armé consiste en une addition d'une couche épaisse du béton armé autour de la colonne afin d'apporter plus de résistance à la flexion (Figure I.11), ductilité et résistance au cisaillement de cet élément de structure. Cette technique est plus utilisée dans le renforcement des poteaux de bâtiments que dans les piles de ponts (Priestley, 1996).

Cette méthode est peu couteuse et ne demande pas une main d'œuvre professionnelle. Néanmoins, ça augmente le poids de la structure, ça demande un coffrage, sa mise en œuvre est difficile et la durée des travaux est plus longue et donc un dérangement des occupants de l'ouvrage. Ce type de chemisage exige une rugosité de l'interface par décaissement dans le béton pour avoir une amélioration de la transmission des efforts. La surface doit être traitée par la suite avec une couche primaire de résine. Ensuite, on met en place les armatures puis le coffrage et on passe au coulage en dernier lieu.



Figure I.11: Chemisage en béton d'un poteau en béton armé

I.3.2 Le renforcement avec plaques en acier :

Il y a plus de cinquante ans, le professeur L'HERMITE réussira de renforcer une poutrelle en béton en collant des plaques en acier pour reprendre les insuffisances de cette poutrelle. Cette technique consiste à coller des plaques d'acier d'une épaisseur bien calculées, dans des éléments en béton armé tels que les poutres ou les tabliers des ponts à l'aide d'un adhésif et ancrées dans les éléments à renforcer. Cette procédure de collage de plaque à la surface du béton garantit un meilleur transfert des efforts et augmente la résistance (au cisaillement, à la flexion et à la compression) et la rigidité de la pièce renforcée.

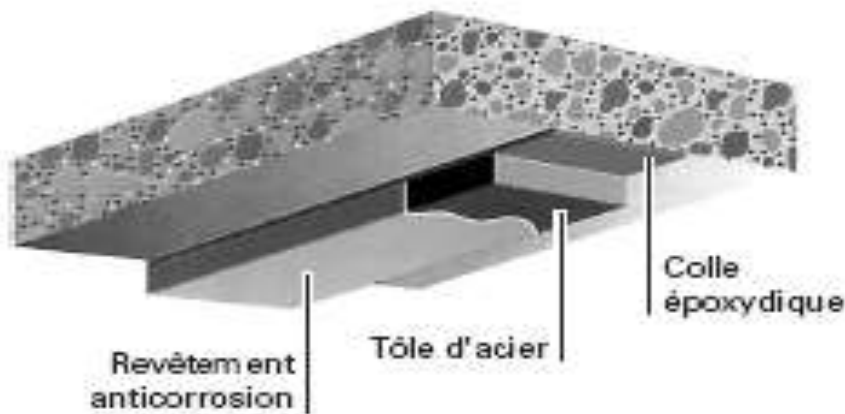


Figure I.12: Renforcement par plaque d'acier (Hamelin, 2002)

Ce type de travaux présente une lourdeur de mise en œuvre, nécessite des moyens importants de manutention, très difficile à réaliser pour le cas des surfaces non droites et présente un grand problème de corrosion lorsque la plaque en acier n'est pas bien protégée. De plus, le risque de décollement de la plaque est le problème le plus souvent rencontré (Calgaro, 1997). A cet effet, plusieurs solutions ont été proposées dont on peut citer celle de (Hussain et al, 1995) pour empêcher ce décollement de la plaque où il a été proposé d'ancrer les plaques aux extrémités par boulonnage dans le béton.

I.3.3 Le renforcement par matériaux composites :

Dès le début des années 1990, les matériaux composites ont rapidement remplacé les plaques en acier malgré son coût élevé. Actuellement, ils ont complètement supplanté les plaques collées afin de remédier aux problèmes liés à ces derniers, vu que cette technologie possède une application relativement simple, peu dérangeante pour les utilisateurs des ouvrages et peu exigeante en main d'œuvre (Figure I.13).



Figure I.13: Renforcement avec plaques en FRP

De plus, les composites présentent une résistance excellente à la corrosion et aux substances chimiques ce qui offre aux structures renforcées des durées de vie plus longues que celles des autres matériaux utilisés pour le renforcement. C'est pour ces raisons que ces matériaux ont connu une hausse de demande dans plusieurs structures en béton armé et

même dans les constructions civiles quoiqu'ils aient été développés initialement pour les industries aérospatiales et de la défense (Hollaway et al, 2002). Ce matériau de renforcement, connu sous le terme « matériau composite renforcé de fibre » ou « polymère renforcé de fibre PRF », sera détaillé dans le chapitre II.

1.3.4 Le renforcement par précontrainte externe :

Les chemises en acier sont déconseillées dans le cas de renforcement des piles de ponts dans l'eau étant donné sa vulnérabilité à la corrosion. Cependant, le chemisage en béton armé est très répandu pour cette situation, mais cette technique exige un prolongement des aciers jusqu'aux semelles et un cout relativement élevé. De plus, la durée de ce type de travaux est un peu longue. Par conséquent, des recherches ont été mené dans cet axe afin d'éviter les inconvénients d'utilisations des chemises en béton ou en acier. Une nouvelle technique consiste à entourer la colonne circulaire par des bandes (Figure I.14), composées de torons en acier avec un élément d'ancrage, donnant une précontrainte additionnelle qui assure une armature supplémentaire avec une pression latérale active (Saatcioglu et al. 2000).

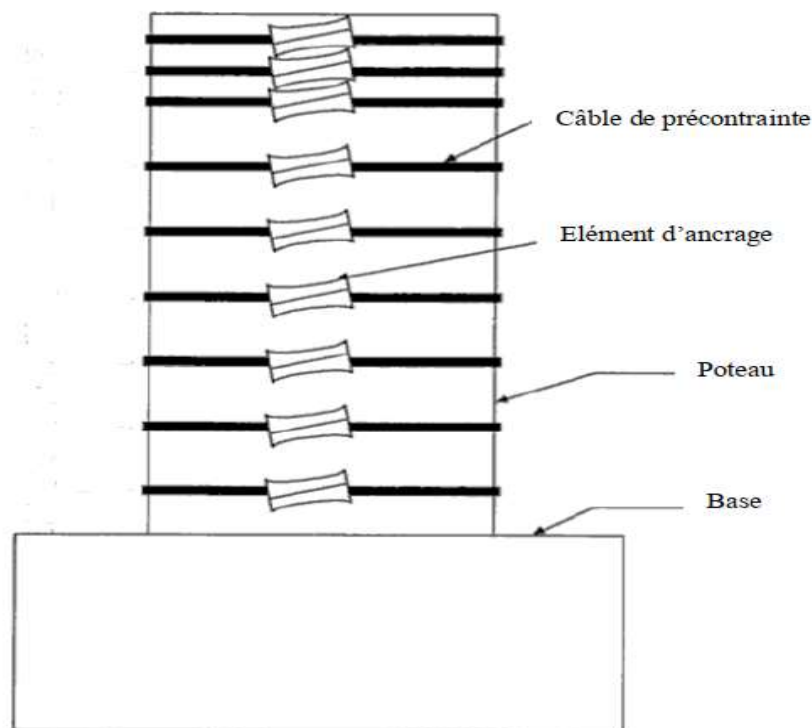


Figure I.14: Renforcement d'une colonne circulaire par précontrainte additionnelle (Saatcioglu et al. 2000)

En ce qui concerne les colonnes carrées, la précontrainte externe est produite par des disques de concentration des contraintes. Une pièce d'appoint supplémentaire est nécessaire pour assurer une pression uniforme sur toute la section (Saatcioglu et al. 2000). Une pièce d'appoint, composée de profilés creux de charpente, est utilisée comme bandes externes. Des disques de concentration des contraintes sont soudés sur ces pièces d'appoint. Par la suite, les torons sont placés sur les disques de façon à produire des composants de forces perpendiculaires (Figure I.15 et I.16). En dernier lieu, le tout sera bétonné par un béton projeté.



Figure I.15: Renforcement d'une colonne carrée par précontrainte additionnelle – coupe transversale (Saatcioglu et al. 2000)



Figure I.16: Renforcement d'une colonne carrée par précontrainte additionnelle – coupe longitudinale (Saatcioglu et al. 2000)

1.4 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à traiter les principales causes de dégradation et des désordres dans les ouvrages d'art. La compréhension des causes de désordres facilite le meilleur choix de la méthode de renforcement ou de la réhabilitation. Et par conséquent, la durée de vie maximale peut être obtenue.

La corrosion des armatures présente une cause fréquente de dégradation d'un béton. Des dégâts significatifs peuvent être provoqués par les actions accidentelles telles que le séisme, le choc et l'incendie.

Les actions chimiques, la variation de température, le retrait, le tassement différentiel, le gel-dégel et la fatigue des matériaux sont aussi des causes qui conduisent à des dégradations importantes dans les ouvrages.

De plus, les erreurs de conception, lors des calculs ou pendant la réalisation, peuvent entraîner plusieurs problèmes de détérioration.

Une multitude de méthodes et de matériaux sont disponibles pour traiter ces types de problèmes.

Le chemisage en béton ou en acier est une méthode traditionnelle et l'une des méthodes la plus utilisée dans les travaux de renforcement des ouvrages de génie-civil vu son coût faible et sa facilité de mettre en œuvre.

Le renforcement par plaque en acier est une ancienne méthode qui présente des difficultés de réalisation. Elle présente aussi un risque de décollement et un grand problème de corrosion de la plaque.

Une hausse demande des matériaux composites a été connue pour son utilisation très répandue dans le renforcement et la réparation des ouvrages de génie-civil étant donné que ces matériaux possèdent des meilleures caractéristiques mécaniques et physiques et qu'ils sont faciles à réaliser.

Le renforcement par précontrainte externe est une nouvelle méthode technique qui a pour objet d'éviter les inconvénients du chemisage en béton et du chemisage en acier.

Chapitre II :
Généralités sur les
matériaux composites

II.1 Introduction :

Les matériaux utilisés dans les structures peuvent être divisés en quatre catégories : métaux, polymères, céramiques et composites (Gibson, 1994).

Un matériau composite ou composite est obtenu par la combinaison de deux ou plusieurs matériaux différents dans le but d'avoir un matériau dont les performances sont supérieures à celles des éléments le constituant. L'exemple le plus simple et le plus utilisé dans la réalisation des structures est le béton qui est constitué principalement de gravier, ciment, et sable.

Les matériaux composites sont constitués de renfort, constitué de fibres, noyé dans une matrice composée d'une résine et de charges (Figure II.1). La matrice sert à transmettre les charges extérieures aux renforts et d'assurer une protection contre les attaques chimiques, tandis que le renfort garantit la résistance et la rigidité.

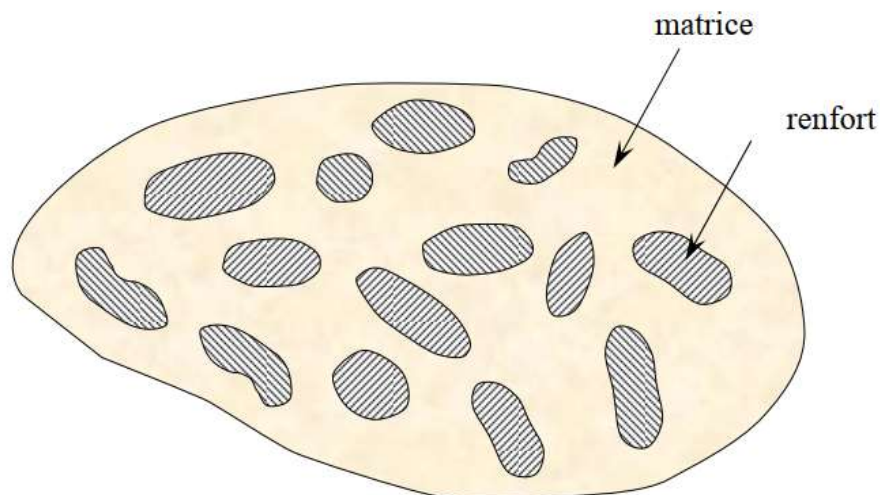


Figure II.1: Matériau composite

II.2 Les constituants des matériaux composites :

II.2.1 Les résines

La résine sert à lier les renforts, transmettre les sollicitations extérieures aux renforts, de les protéger contre les attaques chimiques et l'humidité et de protéger les fibres contre les dégradations mécaniques ; par exemple à l'abrasion (Mallick, 2007). Des critères très importants dans le choix de la résine doivent être pris en considération. La masse volumique doit être faible pour conserver des caractéristiques mécaniques élevées aux

composites et de réduire le poids global au minimum. Cependant, les résines répondant à ces contraintes sont les *polymères* qui sont les plus couramment utilisés dans les ouvrages de génie-civil (Manoochehr, 2014).

Les polymères sont classifiés en deux grandes familles : les résines thermoplastiques et les résines thermodurcissables. La résine thermoplastique possède la capacité d'être mise en forme pour plusieurs fois par chauffages et refroidissements successifs. Sa récupération et son recyclage sont donc faciles. Par contre, la résine thermodurcissable ne peut être mise en forme qu'une fois mais ces propriétés mécaniques sont plus élevées que celles de la résine thermoplastique.

Du fait de ces meilleures performances, les résines thermodurcissables sont les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites malgré son cout important en comparaison avec les résines thermoplastiques.

II.2.1.1 Les résines thermodurcissables :

Cette classe de résines est la plus utilisée dans les travaux de renforcement et de réhabilitation des ouvrages de génie-civil du fait que les propriétés mécaniques dépassent largement celles des résines thermoplastiques en termes de résistance mécanique et chimique, stabilité thermique et durabilité. Ce type de résines comporte : les polyesters, les époxydes et les phénoliques.

Les résines thermodurcissables les plus couramment utilisées dans le domaine de génie-civil et en particulier dans le renforcement et la réhabilitation des structures sont les époxydes et les phénoliques (Mallick, 2007).

a) Les résines polyesters :

Les résines polyesters sont les résines les plus économiques. Ces résines peuvent être formulées pour obtenir des propriétés allant de la souplesse et de la ductilité à la dureté et à la fragilité. Pour cette raison, ces résines sont classées en trois catégories : rigides, semi-rigides et souples. Les résines rigides sont les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites (Berthelot, 2012).

Leurs avantages comprennent : un module d'élasticité important (bonne rigidité), une bonne résistance chimique, un faible cout de production, la facilité de mise en œuvre et un durcissement rapide. L'inconvénient majeur de cette résine est le retrait important (Mallick, 2007).

b) Les résines phénoliques :

Les résines phénoliques sont plus flexibles et présentent une grande résistance à la rupture en comparaison avec les résines polyesters. En plus, ces performances sont similaires à celles des polyesters.

Parmi les avantages des résines phénoliques justifiant son coût élevé, on cite : la meilleure résistance à la corrosion et aux attaques chimiques, les meilleures propriétés mécaniques telles que la résistance à la traction, la résistance au choc et à la fatigue.

c) Les résines époxydes :

Les résines époxydes sont en général plus performantes que les autres types de résines du point de vue propriétés mécaniques et résistance aux agressions de l'environnement.

Parmi les avantages des résines époxydes, on cite (Berthelot, 2012).:

- Une bonne résistance à la traction, à la compression et à la flexion.
- Une excellente résistance chimique.
- Un faible retrait au moulage.
- Une bonne tenue aux températures élevées.

Parmi les inconvénients des résines époxydes, on cite :

- Un coût important.
- Un temps de polymérisation long.

Les matériaux les plus performants ont des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible. Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau II.1 (Bank, 2006).

Tableau II.1 : Caractéristiques des résines thermodurcissables

Propriétés	Polyesters	Phénoliques	Epoxydes
Densité (g/cm ³)	1.2	1.24	1.2
Module d'élasticité (GPa)	4.0	2.5	3.0
Résistance à la traction (MPa)	65	40	90
Allongement (%)	2.5	1.8	8.0

II.2.1.2 Les résines thermoplastiques :

Cette classe de résines est rarement employée dans les ouvrages de génie-civil à cause d'une mauvaise résistance chimique, d'un retrait élevé et d'une faible durabilité. Les résines thermoplastiques comprennent : les polyéthylènes, les polycarbonate, les polychlorures, les polystyrènes, ...

Le faible coût est le seul avantage des thermoplastiques. Ce qui a conduit à un développement limité de ce type de résine.

En comparaison avec les résines thermodurcissables, le tableau 1.1 montre que les résines thermoplastiques présentent une rigidité et une résistance faible.

II.2.2 Les charges et les additifs :

Les caractéristiques mécaniques et physiques d'un matériau composite peuvent être améliorés en ajoutant à la résine des charges et des additifs.

Les charges ont comme rôle d'augmenter les caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, à la flexion et à la compression) des composites et aider d'éviter les dégradations des résines.

Les charges les plus employés sont les carbonates de calcium, qui pour objet de réduire le coût et le retrait au niveau des résines, et les silicates d'aluminium, qui offrent une résistance à la corrosion et améliorent les propriétés électriques.

Les additifs facilitent le façonnage de la résine et son démoulage, réduisent le retrait et améliorent la résistance à la température, l'humidité et aux attaques chimiques.

II.2.3 Les renforts :

Les fibres sont les constituants principaux des matériaux composites. Son rôle essentiel est la résistance à la grande partie des charges sollicitant le composite.

Le type, le volume, la longueur ainsi que l'orientation des fibres influence considérablement les caractéristiques d'un composite à savoir :

- La densité.
- La rigidité (le module d'élasticité).
- La résistance à la traction, au cisaillement et à la compression.
- Le coût.

- La conductivité thermique et électrique.

Les types de fibres les utilisées sont : les fibres de verres, les fibres de carbone et les fibres d'aramide.

II.2.3.1 Les fibres de verres :

Les fibres de verres sont les fibres les plus couramment utilisées dans le renfort des polymères. Ils se caractérisent par leur faible cout, leur résistance élevée à la traction, leur résistance chimique et leur résistance aux températures élevées. Les inconvénients sont le module de traction relativement faible, la densité élevée, la sensibilité à l'abrasion lors de la mise en œuvre qui diminue souvent sa résistance à la traction, la résistance à la fatigue relativement faible et la fragilité.

Plusieurs types de fibres en verre, de différentes épaisseurs qui varient entre 3 à 24 μm , sont utilisés dans les polymères à savoir : les fibres de verres E, les fibres de verres S et les fibres de verres C.

- Les fibres de verres E : elles sont les plus utilisées dans les ouvrages de génie-civil grâce à ses propriétés de non conductivité électrique en plus de son cout les plus bas des autres types de fibres S et C.
- Les fibres de verres S : elles ont été développées initialement pour l'aérospatial. Ce type se caractérise des autres types par son haute résistance à la traction par rapport aux fibre E et C. cette performance rend le cout de ce type plus élevé.
- Les fibres de verre C : ces fibres sont utilisées, spécialement, dans le cas nécessitant une forte résistance à la corrosion.

Des valeurs approximatives des propriétés de fibres de verre couramment utilisées sont données dans le tableau II.2 (Bank, 2006).

Tableau II.2 : Propriétés des fibres de verre

Propriétés	Fibres de verre E	Fibres de verre S	Fibres de verre C
Densité (g/cm^3)	2.57	2.47	2.46
Résistance à la traction (GPa)	72.5	88	74
Module d'élasticité (MPa)	3400	4600	2350
Allongement (%)	2.5	3.0	2.5

II.2.3.2 Les fibres de carbone :

Les fibres de carbone peuvent avoir des propriétés très différentes concernant les valeurs du module de traction allant de 207 jusqu'à 1035 GPa (Mallick, 2007). Les fibres possédant un module de traction faible présentent une densité faible, un cout faible, des résistances à la traction et à la compression importantes et des déformations à la rupture en traction plus élevées que les fibres possédant un module élevé, en plus de la haute tenue de température étant donné que leurs caractéristiques mécaniques peuvent être maintenues jusqu'à 1500°C environ (Berthelot, 2012). Les inconvénients majeurs de ce type de fibres sont le cout important et la faible résistance au choc (Balaguru et al, 2009).

Les fibres de carbone sont, généralement, de diamètres variant de 5 à 10 µm. Leurs propriétés varient de la direction longitudinale à la direction transversale.

Ces fibres se différencient par le taux de carbone plus ou moins élevé, ce qui modifie les modules d'élasticité, les résistances à la traction et les allongements. A cet effet, les fibres de carbones sont fabriquées pour diverses catégories de modules d'élasticité comme c'est indiqué dans le tableau II.3 (Bank, 2006).

Tableau II.3 : Propriétés des fibres de carbone

Propriétés	Carbone standard	Carbone à haute résistance	Carbone à haut module d'élasticité	Carbone à très haut module d'élasticité
Densité (g/cm ³)	1.7	1.8	1.9	2.1
Résistance à la traction (GPa)	250	250	500	800
Module d'élasticité (MPa)	3700	4800	3000	2400
Allongement (%)	1.2	1.4	0.5	0.2

II.2.3.3 Les fibres d'aramides :

Développées par Dupont en 1965, les fibres d'aramides à caractéristiques mécaniques élevées sont généralement connues sous le nom Kevlar. Ces fibres possèdent la densité la plus faible et le rapport résistance-poids le plus élevé en comparaison aux autres fibres de renfort. Elles sont 43% plus légères que les fibres de verres et environs 20% que les fibres de carbone (Balaguru et al, 2009). En plus de de leur grande résistance à la traction, les

fibres d'aramides offrent une bonne résistance à l'abrasion et aux chocs, une bonne résistance à la fatigue et une bonne tenue à la température et aux agressions chimiques. Les inconvénients de ce type de fibres sont la résistance faible à la compression et au cisaillement ce qui justifie pourquoi elles sont peu utilisées dans les PRF destinés aux renforcements des structures de génie-civil.

La densité des fibres d'aramides est de l'ordre de 1.4g/cm^3 . Ces fibres possèdent, dans le sens longitudinal, une résistance à la traction variant de 3400 à 4100 MPa et un module d'élasticité qui varie entre 70 et 125 GPa (Bank, 2006).

II.2.3.4 Les formes de renforts :

Les renforts de fibres se présentent sous plusieurs formes :

- Forme linéique (fils, mèches, etc.),
- Forme de tissus surfaciques (tissus simples, mat, etc.),
- Forme multidirectionnelle (tresses, tissus complexes, etc.).

a) Forme linéique :

Selon le matériau, la fibre unitaire, appelée filament ou mono-filament, se caractérise par un diamètre qui peut aller de 1 à 25 μm , raison pour laquelle ces mono-filaments ne peuvent pas être utilisés sous forme unitaire. Par conséquent, ces filaments sont réunis pour former des fils ou mèches de différentes formes (continus ou discontinus) pour l'utilisation dans les composites.

b) Forme surfacique :

Les différentes formes surfaciques qui peuvent être formées par les fils sont de divers types : mats, tissus ou rubans.

Les mats sont des nappes de fils continus ou discontinus sans aucune orientation précise.

Le tissu est défini comme un ensemble de longues fibres de carbonées, d'aramides, de verre ou d'autre fibre ou une combinaison de ces fibres pour produire une ou plusieurs couches de fibres. Il est composé d'un ensemble de fils parallèles appelé chaîne, et un ensemble de fils s'entrecroisant avec les fils de chaîne appelé trame (Figure II.2).

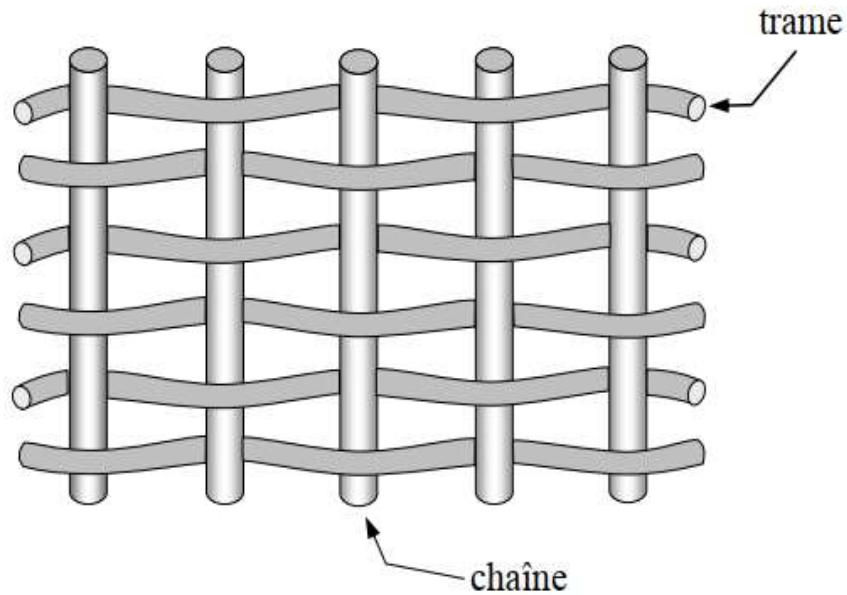


Figure II.2: Chaîne et trame d'un tissu

Les types de tissus sont classés en fonction du type de fils et des différentes modes d'entrecroisement (armure) utilisées pour maintenir les fibres ensemble. Plusieurs types de tissus sont employés. Les armures les plus simple sont plus utilisés comme le taffetas, le sergé et le satin.

- **L'armure taffetas :**

C'est l'armure la plus simple vu son entrecroisement alternatif et régulier des chaînes et des trames ce qui produit deux cotés égaux formant un damier avec un tissage des fibres à 90° (Figure II. 3). Ce type de tissu se caractérise par une faible déformation, une bonne stabilité dimensionnelle. De plus, il est peu frange lors du découpage et difficile à draper ce qui exige de l'utiliser dans des surfaces planes.

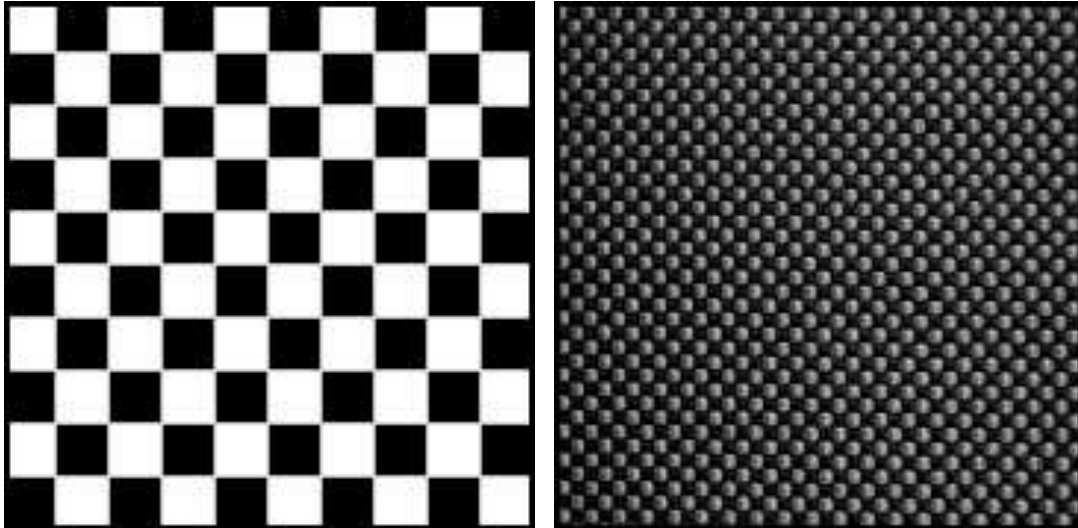


Figure II.3: L'armure taffetas

- **L'armure sergé :**

Dans ce type, le fil de chaîne ne passe pas en dessous et au-dessus de chaque fil de trame mais passe en alternance au-dessus d'un fil puis en dessous de deux fils de trame (Figure II.3). Les tissus sergés sont les plus couramment utilisés vu sa meilleure drapabilité en comparaison avec les tissus taffetas.

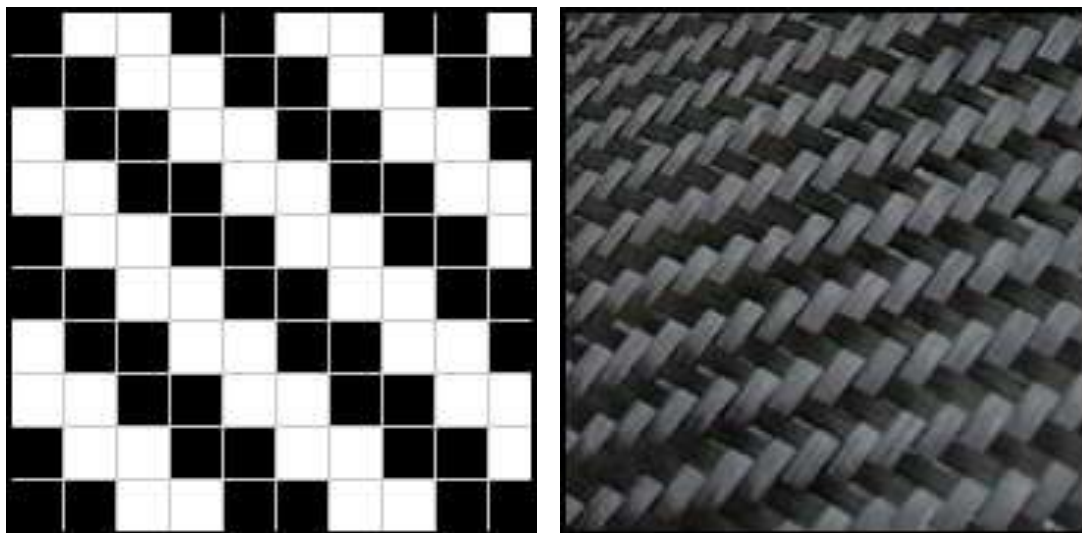


Figure II.4: L'armure sergé

- **L'armure satin :**

Dans ce cas, les fils de trame sautent plus fils de chaînes comme c'est illustré dans la figure (Figure II.5). Les tissus satin sont conçus pour produire moins d'intersection

de chaînes et de trames. Par conséquent, ce tissu est très flexible et facile à draper et de ce fait il est très répandu dans les formes sphériques.

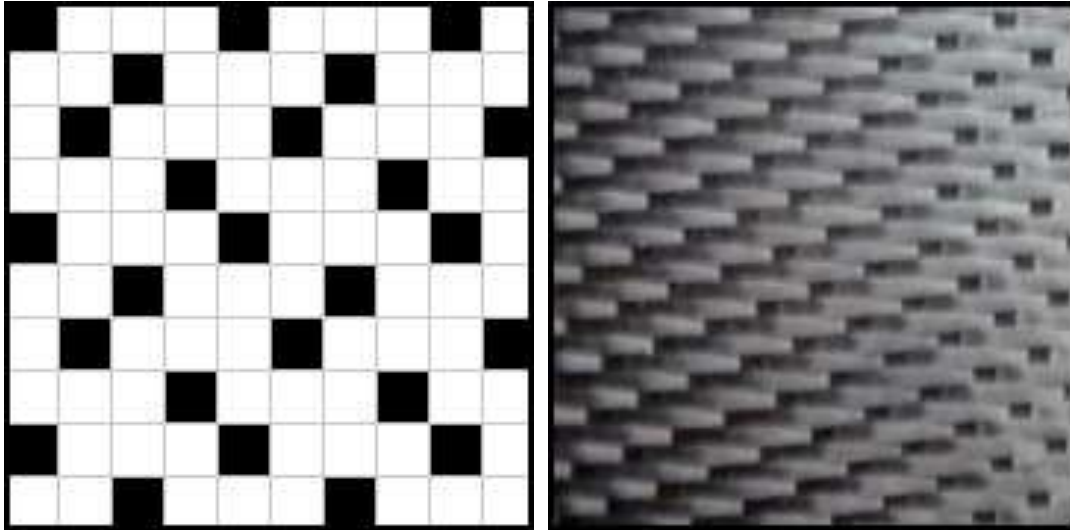


Figure II.5: L'armure satin

c) **Forme multidirectionnelle :**

Les tissus linéiques et surfaciques sont faibles dans la direction de l'épaisseur. A cet effet, d'autres tissages possédant des fils de plusieurs directions peuvent être utilisés pour offrir des améliorations dans les caractéristiques des tissus. Ce tissage est caractérisé par le nombre de directions 3D, 4D, etc. la forme la plus simple est la forme tridimensionnelle.

II.2.4 Architecture des matériaux composites :

II.2.4.1 Définition du pli :

Un pli ou appelé aussi monocouche est un composite unidirectionnel. Son épaisseur est supérieure à 0.1 mm. Il est composé de plusieurs fibres parallèles noyées dans une matrice dont le diamètre de la fibre est de l'ordre de 10 μm .

Un pli est caractérisé par une direction longitudinale qui est la direction des fibres et une direction transversale qui est la direction perpendiculaire aux fibres (Figure II.6).

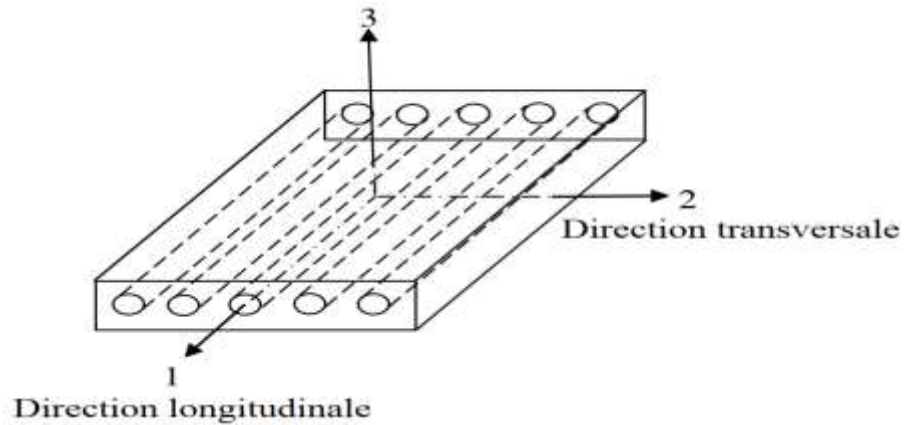


Figure II.6: Composite unidirectionnel (pli)

II.2.4.2 Les composites stratifiés :

Un stratifié est obtenu par l'empilement de plusieurs plis, généralement à renfort unidirectionnel ou tissu, disposés selon différentes orientations et qui sont collés ensemble.

La désignation des stratifiés se fait suivant le code suivant :

- Chaque pli est désigné par l'angle θ (en degré) entre la direction des fibres et l'axe d'un (Figure II.7).

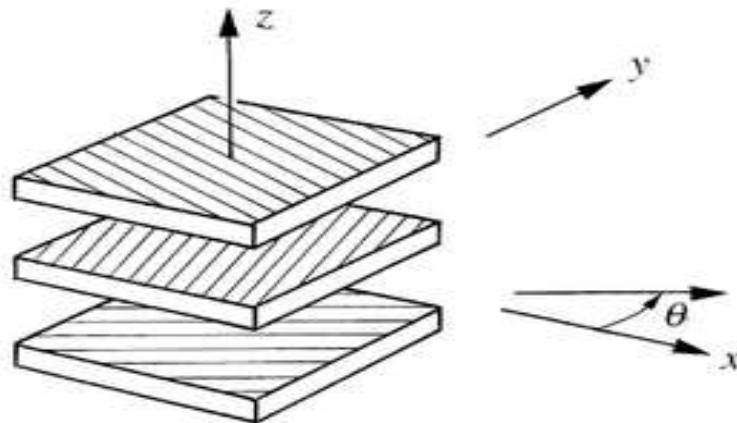


Figure II.7: Angle des plis θ

- Si les angles des plis adjacents possèdent des différentes absolues, on les sépare par une barre oblique (/).
- Si des plis adjacents possèdent la même orientation, un indice numérique est utilisé afin d'indiquer le nombre de ces plis.

- La séquence d'empilement commence à partir du premier pli supérieur et se termine au dernier pli.

Pour mieux comprendre le code ci-dessus, des exemples d'empilement sont donnés ci-après dans la Figure II.8 :

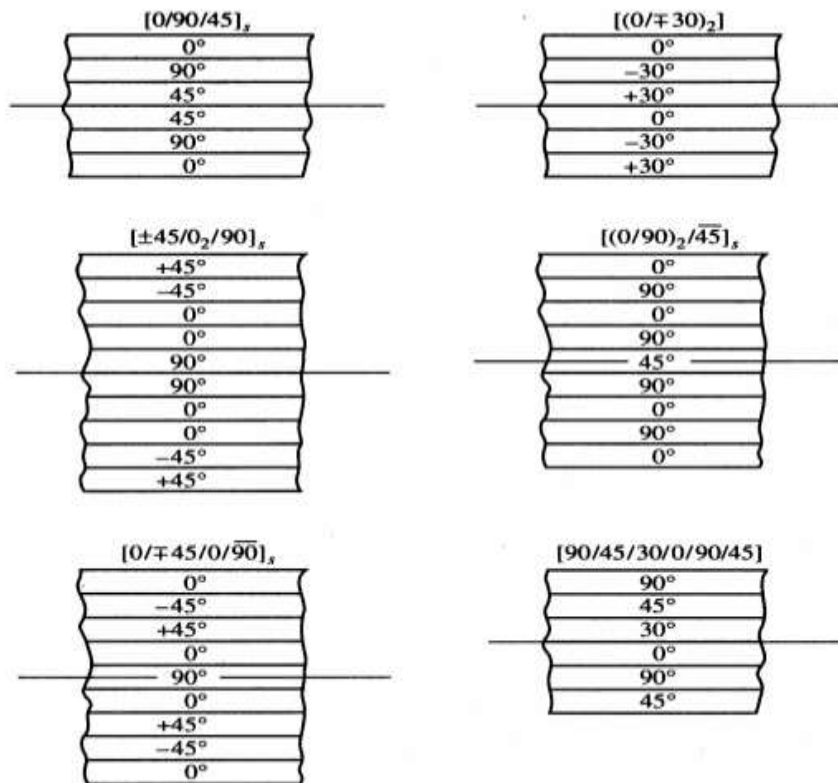


Figure II.8: Exemples d'empilement

Stratifié symétrique : la disposition des plis est symétrique par rapport au plan moyen qui passe au milieu de l'épaisseur du stratifié. La désignation nécessite la moitié des plis successifs. L'indice s indique la symétrie du stratifié.

Stratifié équilibré : le nombre de plis à $+\theta$ est égal au nombre de plis à $-\theta$.

Stratifié orthogonal : l'angle θ est 0° ou 90° .

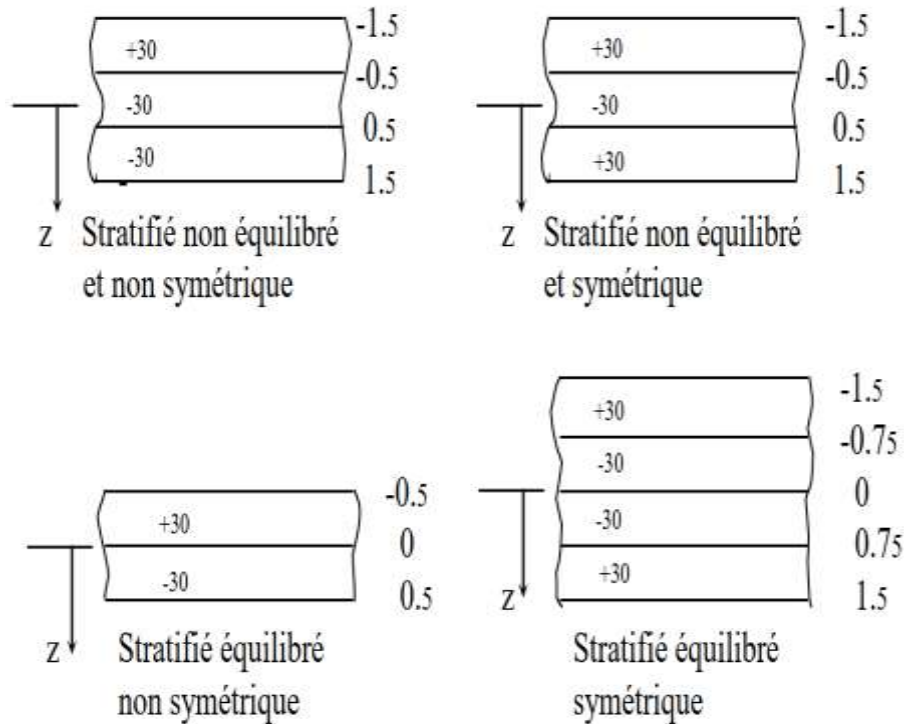


Figure II.9: Types de stratifiés

II.2.4.3 Les composites sandwichs :

Ce composite constitue une classe spéciale des matériaux composites et son application est devenue très étendue en raison de sa résistance élevée et sa meilleure rigidité à la flexion.

Il résulte de l'assemblage de deux feuilles minces, appelées peaux sur une couche légèrement épaisse appelée âme ou cœur.

Les peaux, caractérisés par leurs meilleures propriétés de résistance et de rigidité, sont en général en acier, en aluminium ou en stratifié (verre, carbone, kevlar).

Le matériau sandwichs peut être à âme pleine en mousse légère ou balsa (Figure II.10) ou à âme creuse de type ni d'abeilles métallique ou un profilé ondulé comme c'est représenté sur la figure (Figure II.11).

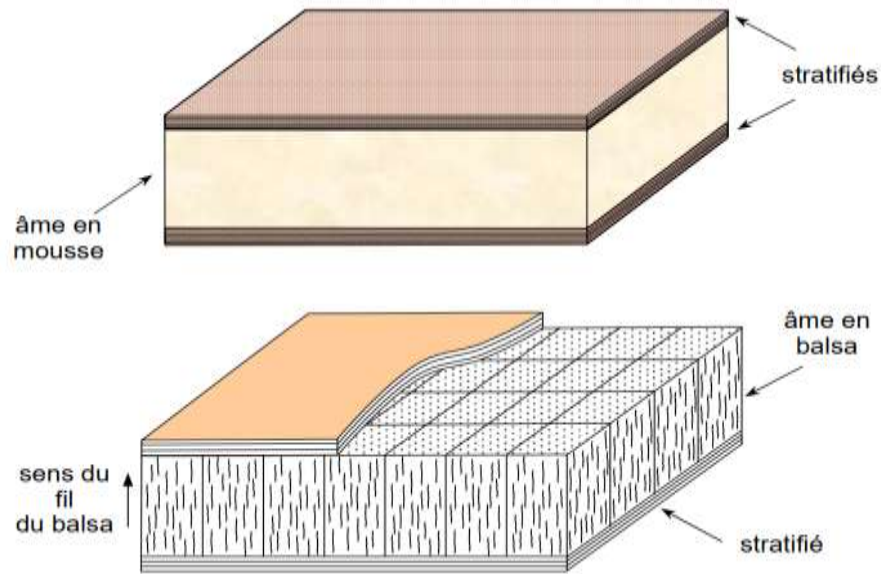


Figure II.10: Matériaux sandwichs à âme pleine

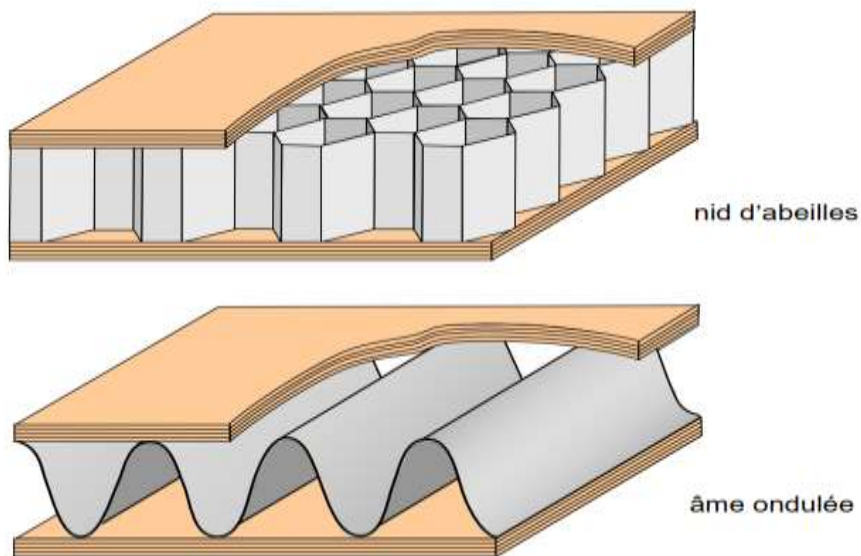


Figure II.11: Matériaux sandwichs à âme creuse

Les peaux et l'âme doivent être liés à l'aide d'un adhésif afin de faciliter le mécanisme de transfert de charges entre les composants. Cette composition particulière offre de grands rapports rigidité à la flexion/poids et résistance à la flexion/poids.

II.3 Propriétés des composites :

II.3.1 Introduction

Les propriétés mécaniques des matériaux composites dépendent considérablement du type, de la qualité et la direction des fibres, de la matrice utilisée et du ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite.

Le tableau II.4 montre les propriétés mécaniques des matériaux composites généralement utilisés dans les ouvrages de génie-civil (Hollaway et al, 2002).

Tableau II.4 : Propriétés mécaniques typiques des composites (Teng et al. 2002)

Composite unidirectionnel	Contenu en fibres (% par poids)	Densité (Kg / m ³)	Module d'élasticité (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
Fibres de verre / polyester (GFRP laminé)	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbone / époxy (CFRP laminé)	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramide / époxy (FRP laminé)	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

On constate que les fibres de carbone possèdent des meilleures propriétés que celles des fibres de verre et d'aramide. Le tableau II.5 montre que ces dernières fibres sont moins chères que celle de carbone.

Tableau II.5 : Comparaison entre les fibres de verre, d'aramide et de carbone (Meier 1995)

Critère	Composite stratifié en		
	Carbone	Aramide	Verre
Résistance à la traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Résistance à la compression	Très bonne	Inadéquate	Bonne
Module d'élasticité	Très bon	Bonne	Adéquat
Comportement à long terme	Très bon	Bonne	Adéquat
Comportement à la fatigue	Excellent	Bonne	Adéquat
Densité apparente	Bonne	Excellente	Adéquat
Résistance à l'alcaline	Très bonne	Bonne	Inadéquate
Prix	Adéquat	Adéquat	Très bon

II.3.2 La fraction volumique :

Les proportions relatives des fibres et de la matrice sont parmi les facteurs les plus importants influant les propriétés d'un composite. La fraction volumique des fibres est donnée par l'expression suivante :

$$v_f = \frac{V_f}{V_c} = \frac{\rho_m \omega_f}{\rho_f \omega_m + \rho_m \omega_f} \quad (\text{II.1})$$

où : ω_f est le poids des fibres,

ρ_f est la densité des fibres,

V_f est le volume des fibres,

ω_m est le poids de la matrice,

ρ_m est la densité de la matrice,

V_c est le volume total du composite.

La fraction volumique de la matrice est donnée par :

$$v_m = \frac{V_m}{V_c} \quad (\text{II.2})$$

où : V_m est le volume de la matrice.

II.3.3 La densité :

La densité d'un composite peut être obtenue, en fonction des fractions volumiques et des densités des matériaux, par l'expression suivante. Rappelons que la densité est donnée par la masse d'un corps divisée par le volume qu'il occupe. La masse d'un composite est la somme des masses des matériaux constitutifs, tandis que le volume correspond à la somme des volumes des matériaux constitutifs et de tous les vides. Ainsi, la densité du composite ρ_c peut être obtenue comme suit :

$$\rho_c = \rho_f V_f + \rho_m V_m \quad (\text{II.3})$$

II.3.4 Modules de Young et coefficients de Poisson :

Il existe plusieurs expressions dans l'élasticité linéaire pour caractériser le comportement d'un matériau : un comportement anisotrope exige des propriétés différentes dans les directions différentes, un comportement orthotrope présentant trois plans orthogonaux de symétrie de propriétés d'un matériaux, un comportement transversalement isotrope, qui est le cas des composites, présentant des plans infinis de symétrie des propriétés de matériau autour d'un axe et un comportement isotrope présentant des plans infinis de symétrie des propriétés de matériau.

Le comportement d'un matériau isotrope peut être entièrement caractérisé par des constantes indépendantes suivantes : le module de Young E , le coefficient de Poisson ν et le module de cisaillement $G=E/2(1+\nu)$.

L'autre matériau anisotrope, qui nécessite 21 constantes indépendantes pour caractériser son comportement, les composites représentent un cas particulier des matériaux anisotropes et ne nécessitent que 9 constantes indépendantes dans leur forme la plus générale : orthotrope.

Les composites à fibres continues unidirectionnelles se comportent transversalement de manière isotrope et leur comportement peut être entièrement caractérisé par cinq constantes indépendantes, dont le module d'élasticité longitudinal E_L , le module d'élasticité transversal E_T , le module de cisaillement dans le plan G_{12} et deux coefficients de Poisson ν_{12} et ν_{23} . Les quatre propriétés peuvent être dérivés des cinq constantes comme suit : $E_3=E_2$, $G_{13}=G_{12}$, $\nu_{13}=\nu_{12}$ et $G_{23}=E_T/2(1+\nu_{23})$.

En supposant que la contrainte axiale dans le composite est uniforme, de sorte que les contraintes axiales dans les fibres et dans la matrice sont identiques, c.-à-d. $\varepsilon_L = \varepsilon_f = \varepsilon_m$, le module d'élasticité longitudinal est donné par un simple modèle de mécanique des matériaux comme suit :

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m \quad (\text{II.4})$$

E_f et E_m sont les modules d'élasticité des fibres et de la matrice respectivement.

Le coefficient de Poisson est donné par l'expression suivante :

$$\nu_{12} = \nu_f V_f + \nu_m V_m = \nu_{13} \quad (\text{II.5})$$

Le coefficient de Poisson transversal peut être obtenu à partir du coefficient de Poisson de la matrice ν_m comme suit :

$$\nu_{12} = \nu_m \quad (\text{II.6})$$

De plus, le coefficient de Poisson reliant les déformations longitudinale et transversale lorsque le composite est chargé dans la direction transversale est appelé coefficient de Poisson mineur ν_{21} et est donné par la relation suivante :

$$\nu_{21} = \nu_{12} \frac{E_T}{E_L} \quad (\text{II.7})$$

II.3.5 Propriétés thermiques :

La dilatation thermique est caractérisée par le coefficient de dilatation thermique α qui correspond au changement des dimensions linéaires des matériaux par unité de longueur initiale et par un changement de température. La déformation associée à cette variation de longueur est la déformation thermique obtenue en multipliant α par la variation de température. Le comportement thermique des composites peut être caractérisé par deux constantes, le coefficient de dilatation thermique longitudinal α_L et le coefficient de dilatation thermique transversal α_T .

α_L est fortement influencé par le coefficient de dilatation thermique des fibres α_f , alors que α_T est principalement influencé par le coefficient de dilatation thermique de la matrice α_m , et par conséquent α_L est inférieure à α_T étant donné que α_f est inférieur à α_m .

En supposant $\varepsilon_L = \varepsilon_f = \varepsilon_m$, α_L est donné comme suit :

$$\alpha_L = \frac{1}{E_L} (V_f E_f \alpha_f - V_m E_m \alpha_m) \quad (\text{II.8})$$

α_T peut être donné par la relation de Schopery :

$$\alpha_T = (1 + \nu_f) \alpha_f V_f + (1 + \nu_m) \alpha_m V_m - \alpha_L \nu_{12} \quad (\text{II.9})$$

II.3.6 Propriétés hygroscopiques :

La dilatation d'humidité est caractérisée par le coefficient de dilatation hygroscopique β , correspond à la variation des dimensions linéaires du matériau par unité de longueur

initiale et par unité de variation de la concentration en humidité. La déformation associée à ce changement de longueur est la déformation hygroscopique et elle est obtenue en multipliant β par le changement de concentration en humidité. Le comportement hygroscopique des composites est caractérisé par deux constantes, le coefficient hygroscopique longitudinal β_L et le coefficient hygroscopique transversal β_T . L'effet de l'humidité est généralement déterminé expérimentalement en obtenant la concentration de l'humidité présente divisée par le poids du matériau sec. La dilatation d'humidité est analogue à la dilatation thermique et les relations pour α_L et α_T peuvent être appliquées. Cependant, il y a une différence importante ; les fibres n'absorbent pas l'humidité et de ce fait β_f est pratiquement nul, et puisque $E_m/E_1 \ll 1$, on peut conclure que $\beta_L=0$.

La présence de l'humidité provoque l'essentiel du gonflement au niveau de la matrice, ce qui permet de donner la relation de β_T comme suit :

$$\beta_T = \beta_m V_m (1 + \nu_m) \quad (\text{II.10})$$

II.4 Procédés de mise en œuvre des renforts composites

II.4.1 Notion de multicouches composites pour la réparation des ouvrages :

Comme le montre la Figure II.12, la conception du système multicouche composite a pour objectif de remplir plusieurs fonctions (Hamelin, 2002) :

- Rendre sain l'état de surface de la couche support (béton) en cherchant à éliminer les fissures, soit par injection de polymère, soit par application d'un produit (mortier) de ragréage ;
- Éliminer les défauts géométriques (planéité, effet d'angles) de la surface à réparer pour minimiser les problèmes ultérieurs de délaminage ou de décollement;
- Appliquer une couche de polymère (primaire) entre le support et le composite pour améliorer l'adhérence ;
- Appliquer un nombre de couches de matériaux composites suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Appliquer une couche de finition (Gel-Coat, protection) pour assurer une bonne tenue à la corrosion et aux ultraviolets ;

- Procéder à un placage de feuilles de placoplâtre ou à la projection de couches à fort taux de charges minérales pour améliorer la tenue au feu et en température du système.

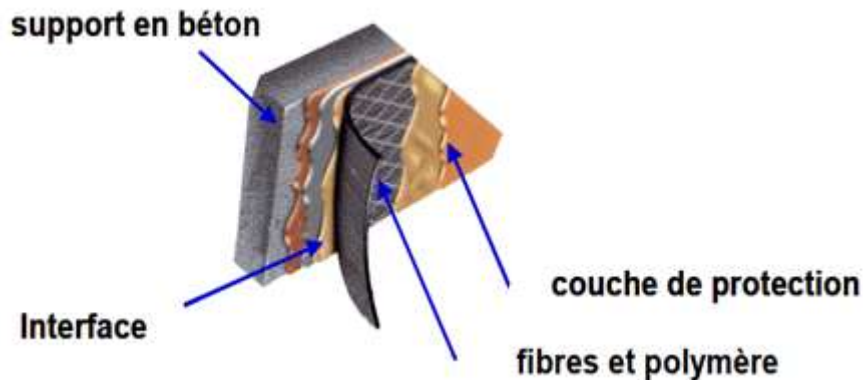


Figure II.12: Principe d'une réparation par matériaux composites

II.4.2 Différentes techniques de mise en œuvre :

II.4.2.1 Mise en œuvre par moulage au sac

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme avec un contrôle des conditions de mise en œuvre et donc un niveau de performance instantané et différé important. Après avoir ragréé la surface de béton (injection de fissure, sablage, application d'un mortier polymère), les couches de tissus pré-imprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe étanche raccordée à une pompe à vide permettant d'appliquer une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation (Figure II.13).

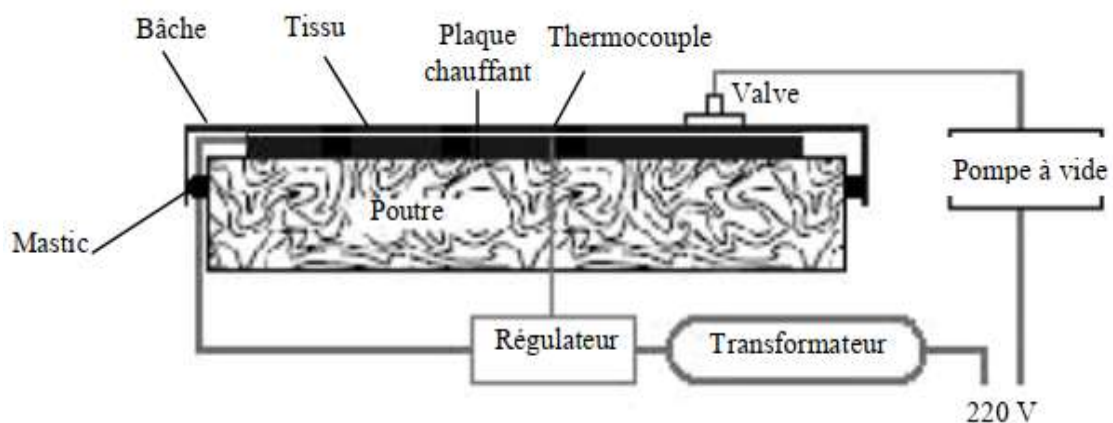


Figure II.13: Moulage au sac de tissus préimprégnés (Varastehpour et al. 1998)

II.4.2.5 Mise en œuvre par stratification directe :

En utilisant des matériaux qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe (stratification au contact), en respectant les étapes suivantes :

- Traitement de surface du béton (ponçage, sablage) ;
- Application d'une couche primaire d'imprégnation ;
- Découpe des lés de tissus ;
- Dépose des tissus ;
- Imprégnation et débullage des renforts ;
- Application d'une couche de protection (Gel-Coat).

Ce procédé présente l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée (Figure II.14), mais le renforcement acquiert toute sa résistance au bout d'une semaine, et le contrôle de la qualité de l'application doit être soigné suivant les conditions de mise en œuvre.



Figure II.14: Confinement de colonnes (Pantelides et al. 2002)

II.4.2.5 Collage de plaques composites

Cette méthode se caractérise par le placage de plaques de composite, collées sur la surface par des colles époxy. Les plaques sont en carbone ou en verre et fabriquées par pultrusion. Ces plaques peuvent être mises en pré-tension grâce à de nouvelles techniques

de mise en œuvre (Meier et al, 1998). Les plaques sont des composites avec des fibres unidirectionnelles d'une épaisseur de 1,5 mm et d'une largeur de 150 mm en général (Figure II.15).



Figure II.15: Poutres de pont en béton armé renforcées par collage de plaques

Le procédé de collage est le suivant :

- Nettoyage à l'acétone de la face de collage de la plaque ;
- Traitement de la surface à réparer par sablage, par eau sous pression et meulage ;
- Nettoyage de la surface par un dépoussiérage ;
- Application du polymère époxy sur la plaque de composite ;
- Pressage de la plaque sur la surface, enlèvement de l'excédent de colle ;
- Application d'une pression à l'aide d'un sac à vide ou de moyens mécaniques jusqu'à complète polymérisation du polymère.

II.4.2.5 Enroulement filamentaire :

On désigne ainsi le procédé qui permet l'obtention d'une enveloppe en enroulant sur l'élément à renforcer, des renforts continus imprégnés de résine. Le renfort le plus couramment employé est le roving, car on utilise alors au mieux les propriétés de résistance à la traction des fils. Le procédé est également appelé bobinage filamentaire et,

en anglais, *filament winding*. (Berbain et Chevalier, 1997). En génie civil, ce procédé est utilisé pour les colonnes de section circulaire (Figure II.16). Cette technique peut être continue ou discontinue ; il s'agit alors de l'enroulement d'un renfort imprégné de résine autour de l'élément renforcé. L'enroulement est circonférentiel ou hélicoïdal.



Figure II.16: Procédé de l'enroulement filamentaire (Balaguru et al., 2009)

II.4.2.5 Produit pultrudés

Le procédé de moulage par pultrusion permet la fabrication en continu de profilés pleins ou creux, de formes complexes avec, si besoin est, des épaisseurs différentes dans la section du profilé. Les résines les plus utilisées sont les résines polyesters et, plus rarement, les résines époxydes et phénoliques plus difficiles à mettre en œuvre. Les renforts utilisés sont à base de verre, de carbone ou d'aramide. Ces deux derniers sont utilisés sous forme de *rovings* ou de bandes de tissu. Le principe consiste à tirer, à travers une filière chauffée, des renforts imprégnés de résine, la polymérisation s'effectuant dans la filière (Figure II.17). À la sortie de cette dernière, le profilé est extrait par une machine de traction puis découpé à la longueur souhaitée (Berbain et al. 1997, Chatin 2001, GangaRao et al. 2007).

Les produits finis se présentent sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres. La section des bandes les plus courantes est (100 x 1 mm), leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres. D'après Luyckx (1999) ce procédé a l'avantage d'être continu, automatisé, rapide et donc de réduire le coût du composite. Il permet aussi de maîtriser les taux de fibres et de résine, et d'obtenir des formes profilées recherchées pratiquement de toutes les longueurs désirées. À partir de ces bandes pultrudées, la technique de renforcement est similaire à celle du plat collé métallique, selon le procédé L'Hermitte, mis au point en France vers 1965. Elle a démarré conjointement au Japon et en Europe, plus exactement en Suisse, au Laboratoire fédéral d'essais des matériaux et de recherches de Dübendorf à la fin des années 1980 sous la direction du Professeur Meier. Comparée à la technique utilisant l'acier, cette technique de renforcement permet de travailler avec des produits légers (1/5 de la densité de l'acier) ; elle a aussi l'avantage de nécessiter une pression de collage limitée et élimine les phénomènes d'oxydation.

Cependant, l'utilisation de cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de la colle, en raison de la rigidité des aciers et des composites. L'application de ces renforcements sur des surfaces ayant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou non développables reste très limitée. Dès les années 1980, des recherches ont démarré au Japon pour étudier le remplacement des structures en acier, formées de câbles toronnés et de treillis, par des structures résistant à l'oxydation. Les composites, à base de fibres de verre, d'aramide ou de carbone, se sont avérés d'excellentes solutions pour ce remplacement.

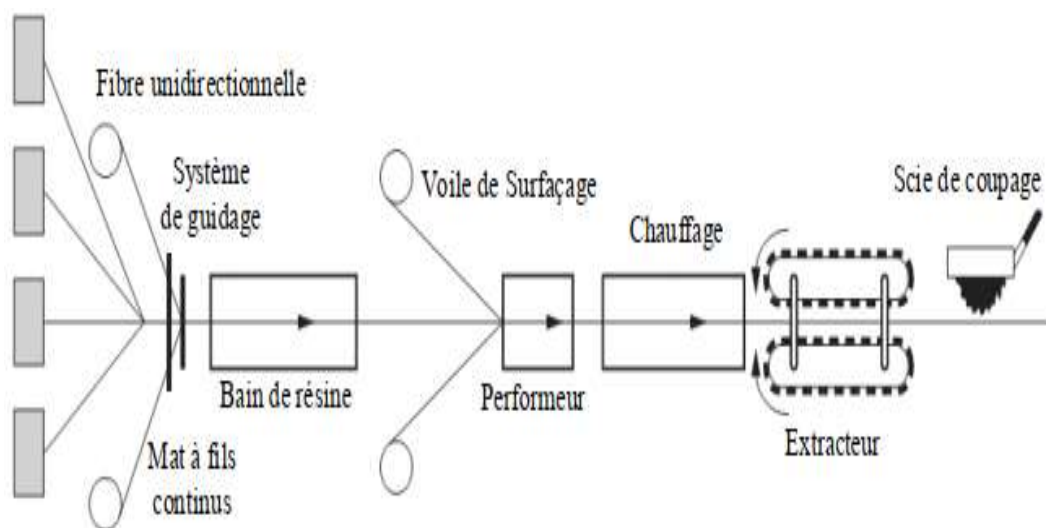


Figure II.17: Schéma du procédé de pultrusion (GangaRao et al. 2007)

II.5 Conclusion :

Ce chapitre a récapitulé les constituants des matériaux composites et leurs types après avoir défini la notion du composite. Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les composites, à savoir la matrice et le renfort, ont été données avec détail.

Pour que le matériau soit performant, il doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible. C'est pour cette raison qu'on a résumé les caractéristiques en plus les avantages et les inconvénients de chaque type de résine et pour chaque type renfort.

Des détails concernant les formes sont aussi présentés dans ce chapitre afin de mieux choisir le bon renfort à utiliser en particulier dans le domaine des ouvrages d'art.

Ensuite, nous avons passé à la définition de l'architecture des matériaux composites pour comprendre les notions du pli unidirectionnel, des composites stratifiés et des composites sandwiches.

Dans le but de donner plus de détails, nous avons détaillé les propriétés de ces composites à savoir la fraction volumique, la densité, le module de Young, le coefficient de Poisson, les propriétés thermiques et les propriétés hygroscopiques.

Les procédés de mise en œuvre des renforts composites sont présentés en dernière partie de ce chapitre. En premier lieu, nous avons commencé de donner une notion sur les multicouches composites utilisés dans la réparation des ouvrages d'art. Puis, nous avons passé à la définition des différentes techniques de mise en œuvre à savoir la mise en œuvre par moulage au sac, la mise en œuvre par stratification directe, le collage de plaques composites, l'enroulement filamentaire et les produits pultrudés.

Chapitre III :
Analyse des
contraintes d'interface
sous l'effet
hygrothermique

III.1 Introduction :

La technique de collage des plaques est utilisée pour augmenter la résistance et la rigidité ou pour réparer les structures en béton armé existantes. L'utilisation des polymères renforcés de fibres composites (FRP) devient de plus en plus très efficace compte tenu de sa simplicité. De nombreuses études ont été menées pour prédire les contraintes d'interface, voir par exemple celles de Vilnay (1988), Roberts (1989), Roberts et al. (1989), Malek et al. (1994), Robinovitch et al. (2000), Ye (2001), Smith et al. (2001), Barnes et al. (2001), Stratford et al. (2006), Bouazaoui (2008).

De nombreuses solutions approximatives ont été développées, au cours des dernières décennies, pour déterminer les contraintes d'interface dans les poutres avec plaque collée en acier ou en PRF (Vilnay O. (1988), Roberts TM. (1989), Roberts et al. (1989), Taljsten. B. (1997), Smith et autres (2001), Tounsi (2006).

III.2 Solutions pour la détermination des contraintes d'interface :

III.2.1 Solutions basées sur la compatibilité de déformation directe :

Vilnay, Liu et Zhu, Taljsten et Malek et al ont directement pris en compte la compatibilité des déformations pour déterminer les contraintes d'interface.

Les contraintes d'interface de cisaillement dans la couche adhésive sont liées à la différence entre le déplacement longitudinal à la base de la poutre et celui au sommet de la plaque de sous-face. Les différences entre ces solutions pour les contraintes d'interface de cisaillement proviennent des différents choix de termes à inclure dans la détermination de ces déplacements longitudinaux. Les déformations en flexion dans la poutre et les déformations axiales dans la plaque sont prises en compte dans toutes ces solutions.

La solution de Liu et Zhu est la seule solution qui tient en compte les effets des déformations de cisaillement de la poutre, mais les contributions aux déformations de cisaillement de la poutre et de la plaque par les contraintes d'interface normales sont ignorées. Les contraintes d'interface normales sont liées à la compatibilité de la déformation verticale entre la poutre et la plaque.

Vilnay et Taljsten ont déduit une équation en termes de déplacement vertical de la plaque liée. Liu et Zhu et Malek et al ont déduit une équation en termes de contraintes d'interface normales. Néanmoins, les équations dérivées par Vilnay et Taljsten peuvent être réduites à celles de Liu et Zhu et Malek et al avec quelques différences.

III.2.2 Solution de Roberts et Haji-Kazemi :

La solution de Roberts et Haji-Kazemi s'applique uniquement pour le cas d'une poutre soumise à une charge uniformément distribuée. Dans la première étape de leur solution, des considérations directes de compatibilité de déformation conduisent à la détermination des contraintes d'interface de cisaillement. Les déformations axiales et de flexion dans la poutre et dans la plaque sont prises en compte. Les déformations libres, dues au retrait, au fluage ou à la température, dans la poutre et dans la plaque sont également incluses. Dans cette première étape, on suppose que la poutre et la plaque ont des déviations verticales identiques. En conséquence, la contrainte d'interface normale de la première étape doit être élaborée à partir d'une considération d'équilibre de la poutre.

Cette analyse de la première étape conduit à un moment de flexion non nul et à une force de cisaillement transversale non nulle à chaque extrémité de la plaque. Dans la deuxième étape de l'analyse, un moment de flexion et une force de cisaillement égaux à ceux de la première étape mais de sens opposé sont appliqués à chaque extrémité de la plaque. La plaque est traitée comme une poutre flexible sur une base élastique qui représente l'adhésif. L'effet de toute déviation de la poutre sur les contraintes d'interface normales est ignoré. La deuxième étape conduit à la détermination des contraintes d'interface normales supplémentaires, ainsi que des contraintes d'interface de cisaillement supplémentaires dues à la flexion de la plaque par rapport à la poutre. Les contraintes d'interface normales et de cisaillement sont obtenus finalement en combinant les résultats des deux étapes. Cependant, les contraintes d'interface normales de la première étape et les contraintes d'interface de cisaillement de la deuxième étape sont en général relativement faibles.

III.2.3 Solution de Roberts :

La solution de Roberts est générale en termes de conditions de chargement et comprend trois étapes. Dans la première étape, la contrainte d'interface de cisaillement dans la couche adhésive est déterminée pour une section entièrement composite de longueur infinie. Pour une plaque de longueur finie, la première étape de l'analyse produit une force axiale à chaque extrémité de la plaque collée. Comme cette force n'existe pas dans la pratique, la deuxième étape de l'analyse consiste à appliquer une force axiale égale mais opposée à l'une des extrémités de la plaque. Dans la deuxième étape, la plaque est traitée comme un élément axial sans déformations en flexion sur une base de cisaillement élastique représentant l'adhésif, la poutre étant supposée rigide. À la fin de l'analyse de la

deuxième étape, il existe un moment non nul et une force de cisaillement non nulle à chaque extrémité de la plaque. Dans la troisième étape, des moments égaux mais opposés et des forces de cisaillement sont appliquées aux extrémités de la plaque collée, la plaque étant supposée être une poutre sur une base élastique représentant l'adhésif, la poutre étant supposée rigide. Les contraintes d'interface de cisaillement finales sont obtenues en combinant les résultats des étapes 1 et 2, tandis que les contraintes d'interface normales sont données par l'analyse de la troisième étape uniquement.

III.2.4 Solution de Smith et Teng :

En comparant les solutions ci-dessus, la solution de Robert et Haji-Kazemi semble être la solution la plus précise pour la détermination des contraintes d'interface de cisaillement car les déformations axiales de la poutre et les déformations en flexion de la plaque sont prise en considération. Cependant ; cette solution est limitée au cas d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie.

En ce qui concerne les contraintes d'interface normales, la solution la plus précise est celle de Taljsten étant donné que les déformations en flexion de la poutre et les déformations supplémentaires en flexion de la plaque dues aux contraintes d'interface de cisaillement sont correctement prise en compte. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle est limitée au cas de charge concentrée.

Ces dernières solutions peuvent être envisagées pour le cas des poutres en béton armé renforcées à l'aide des plaques minces mais dans le cas où les rigidités en flexion de la poutre et celle de la plaque collée deviennent incomparables, l'application de ces solutions ne peut pas être précise car les différents termes négligés dans ces solutions sont significatifs.

A cet effet, Smith et Teng (2001) ont proposé une solution basée sur l'approche de compatibilité de déformation et qui en tenant en considération le problème de grande différence de rigidités de la poutre et celle de la plaque. De plus, cette solution est applicable pour plusieurs cas de chargement à savoir : une charge uniformément répartie, une charge concentrée positionnée de façon arbitraire et deux charges concentrées positionnées symétriquement.

La solution présentée par Smith et al. (2001) semble être la solution la plus précise et la plus applicable, en particulier, lorsque la rigidité en flexion de la plaque collée devient importante. L'inconvénient de cette solution est la non prise en compte de l'orientation des fibres du composite.

III.3 Nouvelle approche tenant compte de l'effet hygrothermique :

Dans toutes les solutions présentées ci-dessus, aucune solution n'a pris en compte l'effets hygrothermique. Dans notre cas, nous présentons une solution analytique basée sur la solution de Smith et al. (2001) en considérant les charges mécaniques et hygrothermiques dans la poutre et la plaque.

III.3.1 Modèle théorique :

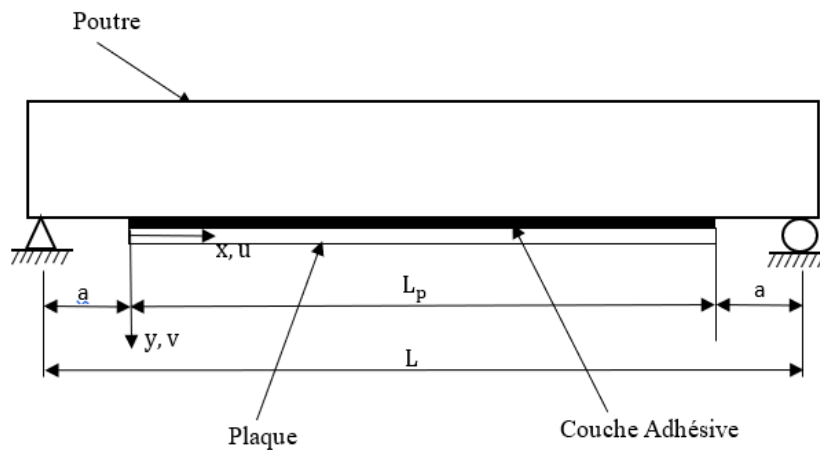


Figure III.1: Poutre renforcée par collage d'une plaque

Comme c'est montré dans la figure 3.1, il s'agit d'une poutre en béton armé (Adhérent 1) renforcée par une plaque en acier ou en PRF (adhérent 2) et collée par une couche adhésive.

Cette poutre renforcée est simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

La géométrie et les sections transversales sont illustrées à la figure III.1.

On considère hypothèses suivantes :

- Tous les matériaux (la poutre en béton, la plaque en acier et la couche adhésive) ont un comportement linéaire élastique.
- Les contraintes de cisaillement et les contraintes normales dans la couche adhésive sont constantes sur toute son épaisseur.
- La courbure de la poutre et de la plaque sont identiques.
- Les déformations des adhérents 1 et 2 sont dues aux moments de flexion, aux forces axiales et aux forces de cisaillement.

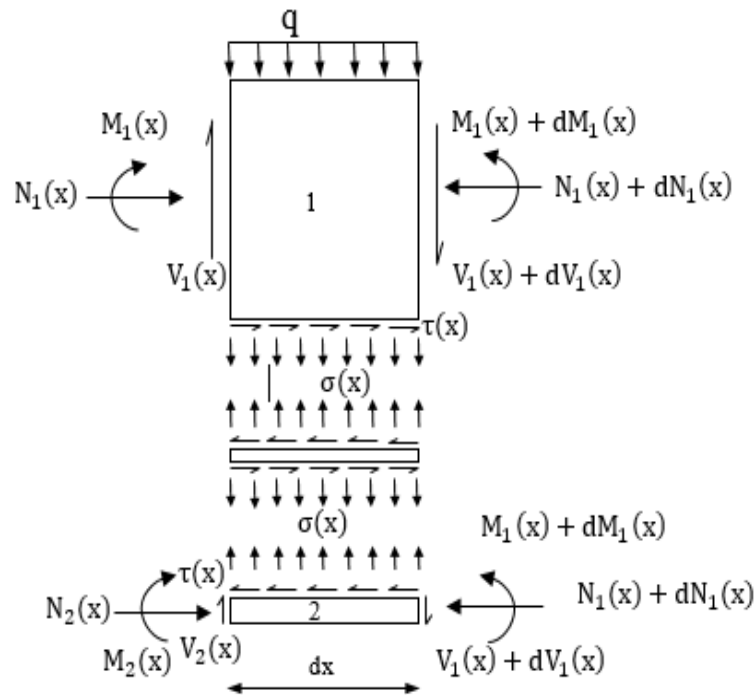


Figure III.2: Segment différentiel de la poutre renforcée

La figure 3.2 représente un segment différentiel d'une poutre renforcée par une plaque. $\tau(x)$ et $\sigma(x)$ sont respectivement les contraintes d'interface de cisaillement et les contraintes d'interface normales avec convention de signe positif pour le moment de flexion, la force de cisaillement, la force axiale et la charge appliquée.

La dérivation de la nouvelle solution ci-dessous est décrite en termes d'adhérents 1 et 2 ; adhérent 1 étant la poutre et adhérent 2 étant la plaque collée.

III.3.2 Contraintes d'interface de cisaillement :

La contrainte de cisaillement γ dans la couche adhésive peut être écrite comme suit :

$$\gamma = \frac{du(x,y)}{dy} + \frac{dv(x,y)}{dx} \tag{III.1}$$

$u(x,y)$ et $v(x,y)$ sont respectivement les déplacements horizontal et vertical de la couche adhésive.

$\tau(x)$ est donné comme suit :

$$\tau(x) = G_a \left(\frac{du(x,y)}{dy} + \frac{dv(x,y)}{dx} \right) \quad (\text{III.2})$$

où G_a est le module de cisaillement de la couche adhésive.

En dérivant l'expression (III.2) par rapport à x , on obtient :

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = G_a \left(\frac{d^2u(x,y)}{dy} + \frac{d^2v(x,y)}{dx} \right) \quad (\text{III.3})$$

La courbure est fonction du moment appliqué $M_T(x)$:

$$\frac{d^2v(x)}{dx^2} = -\frac{1}{(EI)_t} M_T(x) \quad (\text{III.4})$$

$(EI)_t$ est la rigidité de flexion totale de la section du composite. $u(x,y)$ doit varier linéairement sur l'épaisseur de l'adhésif t_a , puis :

$$\frac{du}{dy} = \frac{1}{t_a} (u_2(x) - u_1(x)) \quad (\text{III.5})$$

et

$$\frac{d^2u(x,y)}{dxdy} = \frac{1}{t_a} \left(\frac{du_2(x)}{dx} - \frac{du_1(x)}{dx} \right) \quad (\text{III.6})$$

où $u_1(x)$ et $u_2(x)$ sont les déplacements longitudinaux à la base de l'adhérent 1 et au sommet de l'adhérent 2, respectivement. L'équation (III.3) peut donc être réécrite comme suit :

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = G_a \left(\frac{du_2(x)}{dx} - \frac{du_1(x)}{dx} - \frac{t_a}{(EI)_t} M_T(x) \right) \quad (\text{III.7})$$

Le troisième terme entre parenthèses dans l'équation (III.7) peut être ignoré (Smith et al, 2001) dans la dérivation suivante. Les déformations à la base de l'adhérent 1 et au sommet de l'adhérent 2 sont indiquées comme suit :

$$\varepsilon_1(x) = \frac{du_1(x)}{dx} = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x) - \frac{1}{E_1 A_1} N_1(x) + \alpha_1 \Delta T + \beta_1 \Delta C \quad (\text{III.8})$$

$$\varepsilon_2(x) = \frac{du_2(x)}{dx} = -\frac{y_2}{E_2 I_2} M_2(x) + \frac{1}{E_2 A_2} N_2(x) + \alpha_2 \Delta T + \beta_2 \Delta C \quad (\text{III.9})$$

Pour chaque adhérent 1 et 2, M et N sont le moment fléchissant et l'effort normal, α et β sont le coefficient de dilatation thermique et le coefficient hygroscopique, E , A et I sont le module de Young, la section et l'inertie respectivement. ΔT et ΔC sont les variations de la température et la variation de l'humidité respectivement. y_1 est la hauteur entre le bas de la poutre et son centre de gravité et y_2 est la hauteur entre le sommet de la plaque et son centre de gravité

L'équilibre horizontal donne :

$$\frac{dN_1(x)}{dx} = \frac{dN_2(x)}{dx} = b_2 \tau(x) \quad (\text{III.10})$$

b_2 représente la largeur de la plaque.

où :

$$N_1(x) = N_2(x) = N(x) = b_2 \int_0^x \tau(x) dx \quad (\text{III.11})$$

Les moments dans les deux adhérents peuvent être reportés comme suit:

$$M_1(x) = R M_2(x) \quad (\text{III.12})$$

avec

$$R = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \quad (\text{III.13})$$

L'équilibre des moments du segment différentiel de la poutre renforcée de la figure 2 donne :

$$M_T(x) = M_1(x) + M_2(x) + N(x)(y_1 + y_2 + t_a) \quad (\text{III.14})$$

Le moment de flexion dans chaque adhérent est fonction du moment total appliqué et de la contrainte d'interface de cisaillement :

$$M_1(x) = \frac{R}{R+1} \left[M_T(x) - b_2 \int_0^x \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a) dx \right] \quad (\text{III.15})$$

$$M_2(x) = \frac{1}{R+1} \left[M_T(x) - b_2 \int_0^x \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a) dx \right] \quad (\text{III.16})$$

La première dérivée du moment de flexion dans chaque adhérent donne :

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = V_1(x) = \frac{R}{R+1} [V_T(x) - b_2 \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a)] \quad (\text{III.17})$$

$$\frac{dM_2(x)}{dx} = V_2(x) = \frac{1}{R+1} [V_T(x) - b_2 \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a)] \quad (\text{III.18})$$

En substituant les équations (III.8) et (III.9) dans l'équation (III.7) et en différenciant l'équation résultante, on obtient :

$$\frac{d^2\tau(x)}{dx^2} = \frac{G_a}{t_a} \left(-\frac{y_2}{E_2 I_2} \frac{dM_2(x)}{dx} + \frac{1}{E_2 I_2} \frac{dN_2(x)}{dx} + \frac{y_1}{E_1 I_1} \frac{dM_1(x)}{dx} + \frac{1}{E_1 A_1} \frac{dN_1(x)}{dx} \right) \quad (\text{III.19})$$

Substituant les forces de cisaillement (Equations (III.17) et (III.18)) et les forces axiales (Equation (III.11)) sollicitant les deux adhérents dans l'équation (III.19) donne l'équation différentielle définissant la contrainte d'interface de cisaillement :

$$\begin{aligned} \frac{d^2\tau(x)}{dx^2} - \frac{G_a b_2}{t_a} \left(\frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \tau(x) \\ = -\frac{G_a}{t_a} \left(\frac{(y_1 + y_2)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) V_T(x) \end{aligned} \quad (\text{III.20})$$

Pour simplifier et pour un tel chargement, $d^2V_T(x)/dx^2 = 0$, la solution générale de l'équation (III.20) est donnée par :

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sin h(\lambda x) + m_1 V_T(x) \quad (\text{III.21})$$

où

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_2}{t_a} \left(\frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \quad (\text{III.22})$$

et

$$m_1 = \frac{G_a}{t_a \lambda^2} \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \quad (\text{III.23})$$

III.3.3 Contraintes d'interface normales :

La contrainte normale dans la couche adhésive, $\sigma(x)$ est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma(x) = \frac{E_a}{t_a} [v_2(x) - v_1(x)] \quad (\text{III.24})$$

où $v_1(x)$ et $v_2(x)$ sont les déplacements verticaux des adhérents 1 et 2, respectivement. en dérivant l'équation (III.24) deux fois on obtient :

$$\frac{d^2 \sigma(x)}{dx^2} = K_n \left[\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} - \frac{d^2 v_2(x)}{dx^2} \right] \quad (\text{III.25})$$

Considérant les relations moment-courbure pour les poutres renforcées et le renforcement externe, respectivement :

$$\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} = -\frac{M_1(x)}{E_1 I_1} \quad \text{et} \quad \frac{d^2 v_2(x)}{dx^2} = -\frac{M_2(x)}{E_2 I_2} \quad (\text{III.26})$$

L'équilibre entre les adhérents 1 et 2 conduits aux relations suivantes :
Adhérent 1 :

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = V_1(x) - b_2 y_1 \tau(x) \quad \text{et} \quad \frac{dV_1(x)}{dx} = -b_2 \sigma(x) - q \quad (\text{III.27})$$

Adhérent 2 :

$$\frac{dM_2(x)}{dx} = V_2(x) - b_2 y_2 \tau(x) \quad \text{et} \quad \frac{dV_2(x)}{dx} = -b_2 \sigma(x) \quad (\text{III.28})$$

Sur la base des équations d'équilibre ci-dessus, les équations différentielles déterminantes de la flexion des adhérents 1 et 2, exprimées en termes de contraintes d'interface de cisaillement et de contraintes d'interface normales, sont données comme suit :

Adhérent 1 :

$$\frac{d^4 v_1(x)}{dx^4} = \frac{1}{E_1 I_1} b_2 \sigma(x) + \frac{y_1}{E_1 I_1} b_2 \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{q}{E_1 I_1} \quad (\text{III.29})$$

Adhérent 2 :

$$\frac{d^4 v_2(x)}{dx^4} = -\frac{1}{E_2 I_2} b_2 \sigma(x) + \frac{y_2}{E_2 I_2} b_2 \frac{d\tau(x)}{dx} \quad (\text{III.30})$$

La substitution des équations (III.29) et (III.30) dans la quatrième dérivée de la contrainte d'interface normale pouvant être obtenue à partir de l'équation (III.24) donne l'équation différentielle exprimant la contrainte d'interface normale ci-dessous :

$$\frac{d^4 \sigma(x)}{dx^4} + \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right) \sigma(x) + \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{y_1}{E_1 I_1} - \frac{y_2}{E_2 I_2} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{q E_a}{t_a E_1 I_1} = 0 \quad (\text{III.31})$$

La solution générale de cette équation différentielle du quatrième ordre est :

$$\sigma(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] + e^{-\beta x} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (\text{III.32})$$

Pour des grandes valeurs de x , on suppose que la contrainte normale est proche de zéro et que $C_3 = C_4 = 0$ et donc la solution générale s'exprime comme suit :

$$\sigma(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (\text{III.33})$$

où

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_2}{4t_a} \left(\frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right)} \quad (\text{III.34})$$

et

$$n_1 = \frac{y_1 E_2 I_2 - y_2 E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \quad (\text{III.35})$$

$$n_2 = \frac{E_2 I_2}{b_2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)} \quad (\text{III.36})$$

D'après Smith et al (2001), les constantes C_1 et C_2 dans l'équation (III.33) sont déterminés en utilisant les conditions aux limites appropriées et de ce fait :

$$C_1 = \frac{E_a}{2\beta^3 t_a} \frac{1}{E_1 I_1} [V_T(0) + \beta M_T(0)] - \frac{n_3}{2\beta^3} \tau(0) + \frac{n_1}{2\beta^3} \left(\left. \frac{d^4 \tau(x)}{dx^4} \right|_{x=0} + \beta \left. \frac{d^3 \tau(x)}{dx^3} \right|_{x=0} \right) \quad (\text{III.34})$$

$$C_2 = \frac{E_a}{2\beta^2 t_a} \frac{1}{E_1 I_1} M_T(0) - \frac{n_1}{2\beta^2} \left. \frac{d^3 \tau(x)}{dx^3} \right|_{x=0} \quad (\text{III.35})$$

où

$$n_3 = \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{y_1}{E_1 I_1} - \frac{y_2}{E_2 I_2} \right) \quad (\text{III.36})$$

III.3.4 Analyse des contraintes pour différents cas de charges :

a) Cas d'une charge uniformément répartie :

La solution générale pour la contrainte d'interface de cisaillement pour une poutre simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie (Figure III.3) est donnée ci-dessous :

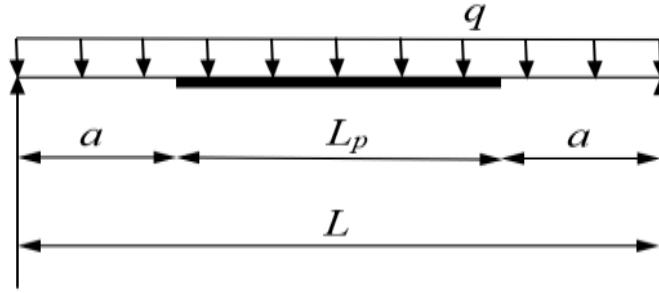


Figure III.3: Poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 q \left(\frac{L}{2} - a - x \right) \quad (III.37)$$

Les constantes d'intégration seront déterminées en appliquant des conditions aux limites appropriées.

À $x = 0$, le moment à la fin de la plaque $M_2(0) = N_1(0) = N_2(0) = 0$ et par conséquent :

$$M_1(0) = M_T(0) = \frac{qa}{2}(L - a) \quad (III.38)$$

La substitution des équations (III.8) et (III.9) dans l'équation (III.7) tout en ignorant le troisième terme et en appliquant la condition limite ci-dessus donne :

$$\left. \frac{d\tau(x)}{dx} \right|_{x=0} = -m_2 M_T(0) \quad (III.39)$$

où :

$$m_2 = \frac{G_a \gamma_1}{t_a E_1 I_1} \quad (III.40)$$

En substituant l'équation (III.21) dans l'équation (III.39), les constantes B_1 et B_2 peuvent être déterminés comme suit :

$$B_2 = -\frac{m_2 qa}{2\lambda}(L - a) + \frac{m_1}{\lambda} q \frac{m_1}{\lambda} q + \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2)\Delta T - (\beta_1 - \beta_2)\Delta C] = -B_1 \quad (III.41)$$

En substituant les expressions de B_1 et B_2 dans l'équation (III.37), la solution générale pour la contrainte d'interface de cisaillement pour ce cas de charge peut être réécrite comme suit :

$$\tau(x) = \left[\frac{m_2 q a}{2\lambda} (L - a) - \frac{m_1 q}{\lambda} - \frac{G_a}{t_a \lambda} ((\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta T) \right] e^{-\lambda x} + m_1 q \left(\frac{L}{2} - a - x \right) \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (\text{III.42})$$

b) Cas d'une seule charge concentrée :

En substituant les expressions de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée (Figure III.4) dans l'équation (III.21), la solution générale de la contrainte d'interface de cisaillement, pour ce cas de charge, peut être écrite comme suit (Smith, 2001) :

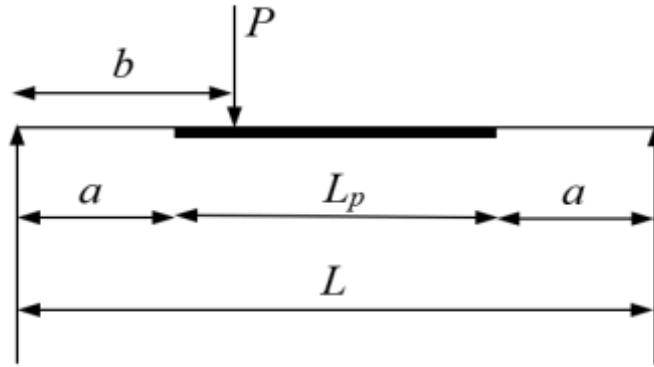


Figure III.4: Poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée

Pour $a < b$:

$$\tau(x) = \begin{cases} B_3 \cosh(\lambda x) + B_4 \sinh(\lambda x) + m_1 P \left(1 - \frac{b}{L} \right), & 0 \leq x \leq (b - a) \\ B_5 \cosh(\lambda x) + B_6 \sinh(\lambda x) - m_1 P \frac{b}{L}, & (b - a) \leq x \leq L_p \end{cases} \quad (\text{III.43})$$

Pour $a > b$:

$$\tau(x) = B_7 \cosh(\lambda x) + B_8 \sinh(\lambda x) - m_1 P \frac{b}{L} \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (\text{III.44})$$

où P est la charge concentrée et $k = \lambda (b - a)$

En appliquant les conditions aux limites pour ce cas et pour les deux cas de conditions $a > b$ et $a < b$, les constantes B_3 , B_4 , B_5 , B_6 , B_7 et B_8 peuvent être déterminées comme suit :

$$B_3 = \frac{m_2 P a}{\lambda} \left(1 - \frac{b}{L}\right) - m_1 P e^{-k} + \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] \quad (\text{III.45})$$

$$B_4 = -\frac{m_2 P a}{\lambda} \left(1 - \frac{b}{L}\right) - \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] \quad (\text{III.46})$$

$$B_5 = \frac{m_2 P a}{\lambda} \left(1 - \frac{b}{L}\right) - m_1 P \sinh(k) - \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] = -B_6 \quad (\text{III.47})$$

$$B_7 = \frac{m_2 P a}{\lambda} \left(1 - \frac{b}{L}\right) - \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] = -B_8 \quad (\text{III.48})$$

$$\sigma(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 \frac{P}{L} \quad (\text{III.49})$$

c) Cas de deux charges concentrées symétriques :

En substituant les expressions de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrées (Figure III.5) dans l'équation (III.21), la solution générale de la contrainte d'interface de cisaillement, pour ce cas de charge, peut être écrite comme suit (Smith et al., 2001) :

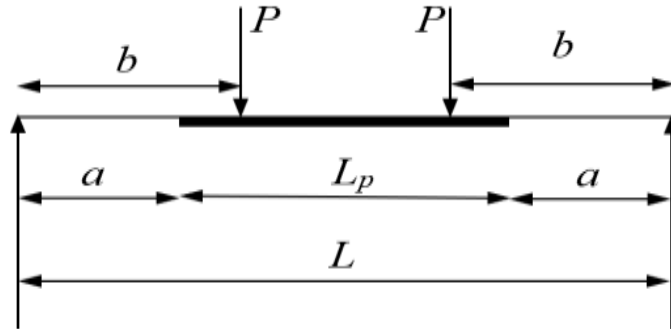


Figure III.5: Poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrées

Pour $a < b$:

$$\tau(x) = \begin{cases} B_9 \cosh(\lambda x) + B_{10} \sinh(\lambda x) + m_1 P, & 0 \leq x \leq (b - a) \\ B_{11} \cosh(\lambda x) + B_{12} \sinh(\lambda x), & (b - a) \leq x \leq \frac{L_p}{2} \end{cases} \quad (\text{III.50})$$

Pour $a > b$:

$$\tau(x) = B_{13} \cosh(\lambda x) + B_{14} \sinh(\lambda x) \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (\text{III.51})$$

où P est la charge concentrée.

De la même manière, en appliquant les conditions aux limites pour ce cas et pour les deux cas de conditions $a > b$ et $a < b$, les constantes $B_9, B_{10}, B_{11}, B_{12}, B_{13}$ et B_{14} peuvent être déterminées comme suit :

$$B_9 = \frac{m_2 Pa}{\lambda} - m_1 P e^{-k} + \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] \quad (\text{III.52})$$

$$B_{10} = -\frac{m_2 Pa}{\lambda} - \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] \quad (\text{III.53})$$

$$B_{11} = \frac{m_2 Pa}{\lambda} + m_1 P \sinh(k) + \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] = -B_{12} \quad (\text{III.54})$$

$$B_{13} = \frac{m_2 Pa}{\lambda} + \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] = -B_{14} \quad (\text{III.55})$$

$$\sigma(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 \frac{P}{L} \quad (\text{III.56})$$

III.3.5 Résultats et discussions de la solution analytique :

On considère une poutre en béton armé renforcée à l'aide d'un composite en PRF (GFRP ou CFRP) ou une plaque d'acier. Cette poutre est de longueur de 3000mm, la distance entre le support et le bord de la plaque est de 300mm.

Trois cas de charges sont à étudier : une charge uniformément répartie de 50 KN/ml, une charge concentrée à mi- travée de 150 KN et deux charges concentrées positionnées symétriquement dont les charges, de 90 KN chacune, sont positionnées à une distance de 1000 mm de chaque appui de la poutre.

Le tableau III.1 résume les propriétés géométriques et mécaniques des matériaux utilisés.

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux de la poutre renforcée

Composants	Largeur b_l (mm)	Hauteur d_l (mm)	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν
Poutre en béton armé BA	$b_l=200$	300	$E_l=30.000$	-
Couche adhésive (Poutre en BA)	$b_a=200$	2	$E_a=2.000$	$\nu_a=0.35$
Plaque GFRP (collée dans la poutre en BA)	$b_2=200$	4	$E_2=50.000$	-
Plaque CFRP (collée dans la poutre en BA)	$b_2=200$	4	$E_2=100.000$	-
Plaque en acier (collée dans la poutre en BA)	$b_2=200$	4	$E_2=200.000$	-

Tous les résultats sont donnés pour deux cas hygrothermiques comme suit :

1^{er} cas : $\Delta T = 0^\circ\text{C}$, $\Delta C = 0\%$

2^{eme} cas : $\Delta T = 50^\circ\text{C}$, $\Delta C = 1\%$

Les propriétés hygrothermiques utilisées dans cette étude sont :

Pour la poutre en béton armé : $\alpha_1 = 11.10^{-6}/^\circ\text{C}$ et $\beta_1 = 3.10^{-4}$ (Edward G.N, 2008)

Pour la plaque : $\alpha_2 = 9.10^{-6}/^\circ\text{C}$ et $\beta_2 = 1.89.10^{-4}$ (Vaddadi et al, 2007)

Les figures III.6, III.7 et III.8 montrent les contraintes d'interface de cisaillement et les contraintes d'interface normales pour les trois cas de chargement : charge uniformément répartie, charge concentrée à mi- travée et deux charges concentrées respectivement. Il est clair que l'effet hygrothermique influence considérablement les contraintes d'interface. Ces figures montrent que les contraintes normales et de cisaillement augmentent avec l'augmentation des valeurs de changement des conditions de l'environnement (ΔT et ΔC). La contrainte de cisaillement maximale et la contrainte

normale maximale se trouvent au bord de la plaque et elles deviennent plus faibles en s'éloignant du bord de la plaque.

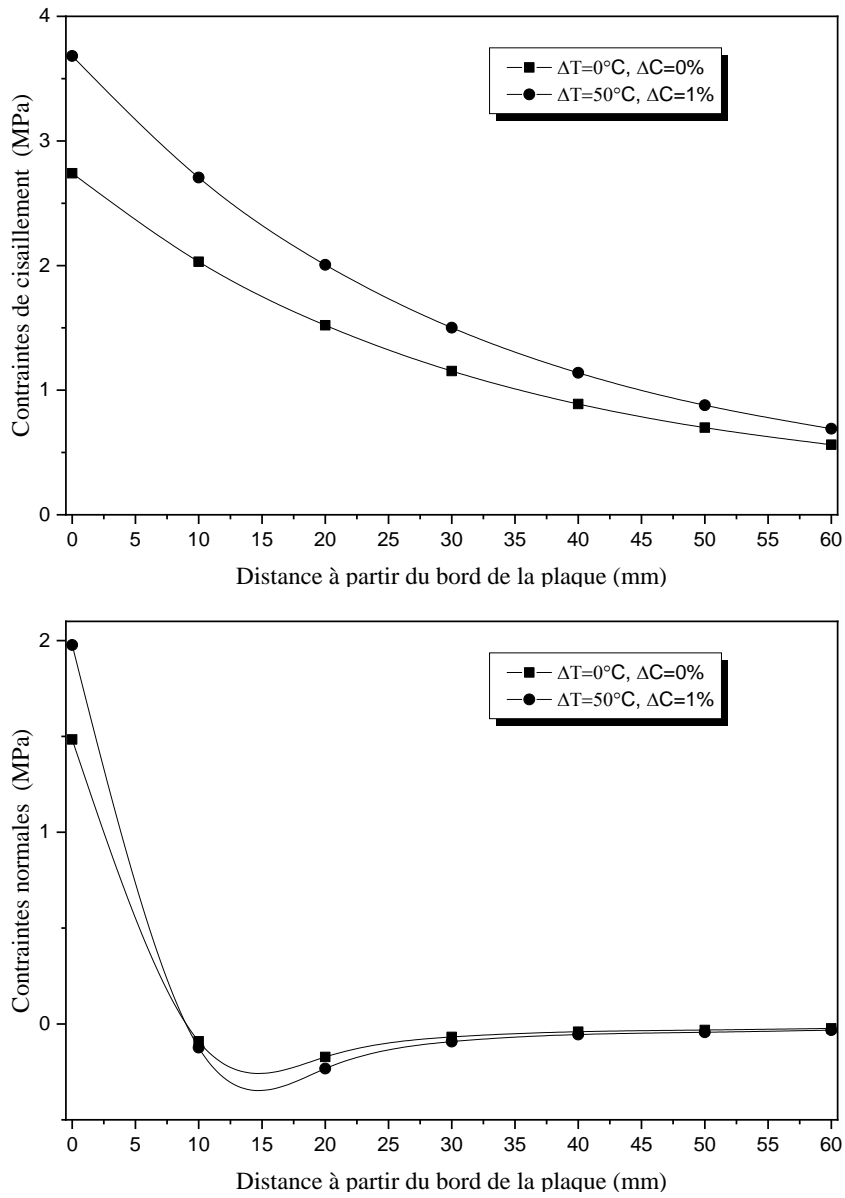


Figure III.6 : Effet hygrothermique sur les contraintes de cisaillement et normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément

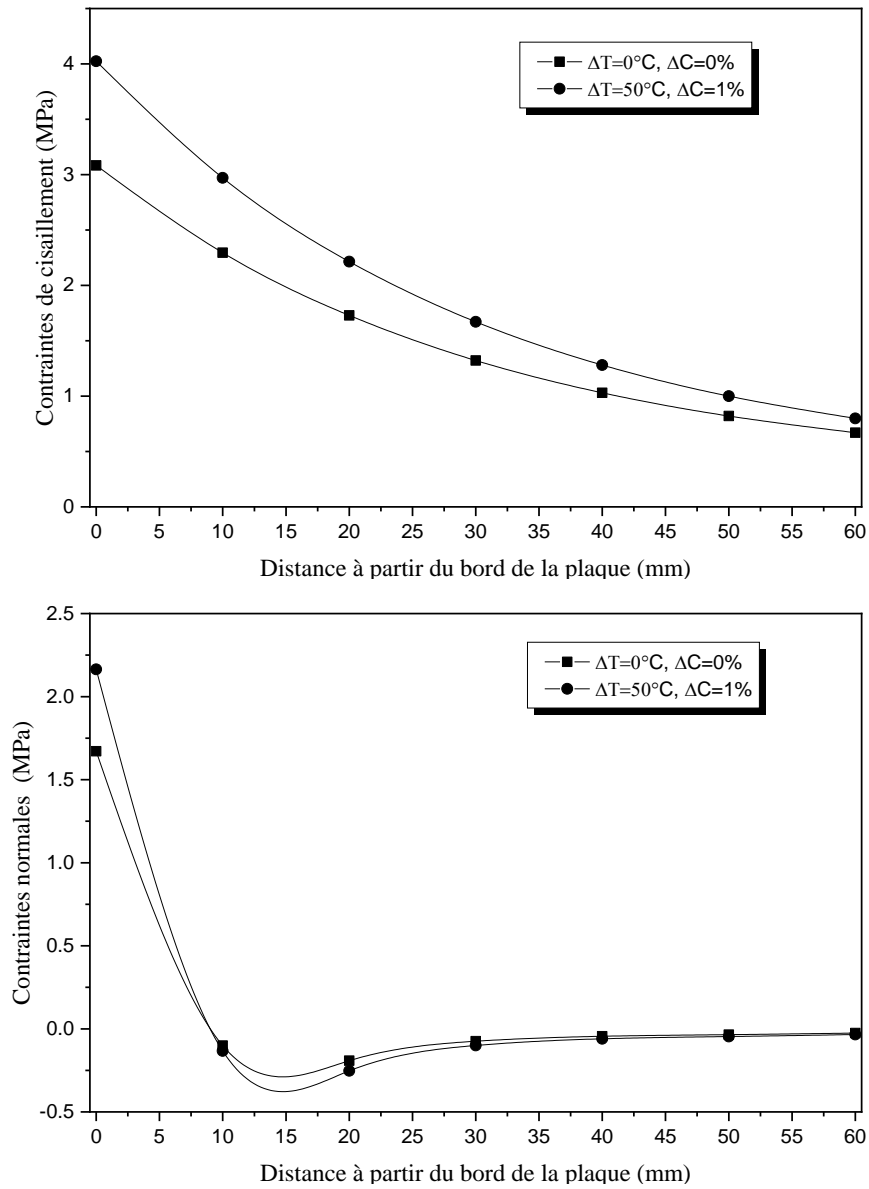


Figure III.7 : Effet hygrothermique sur les contraintes de cisaillement et normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge concentrée

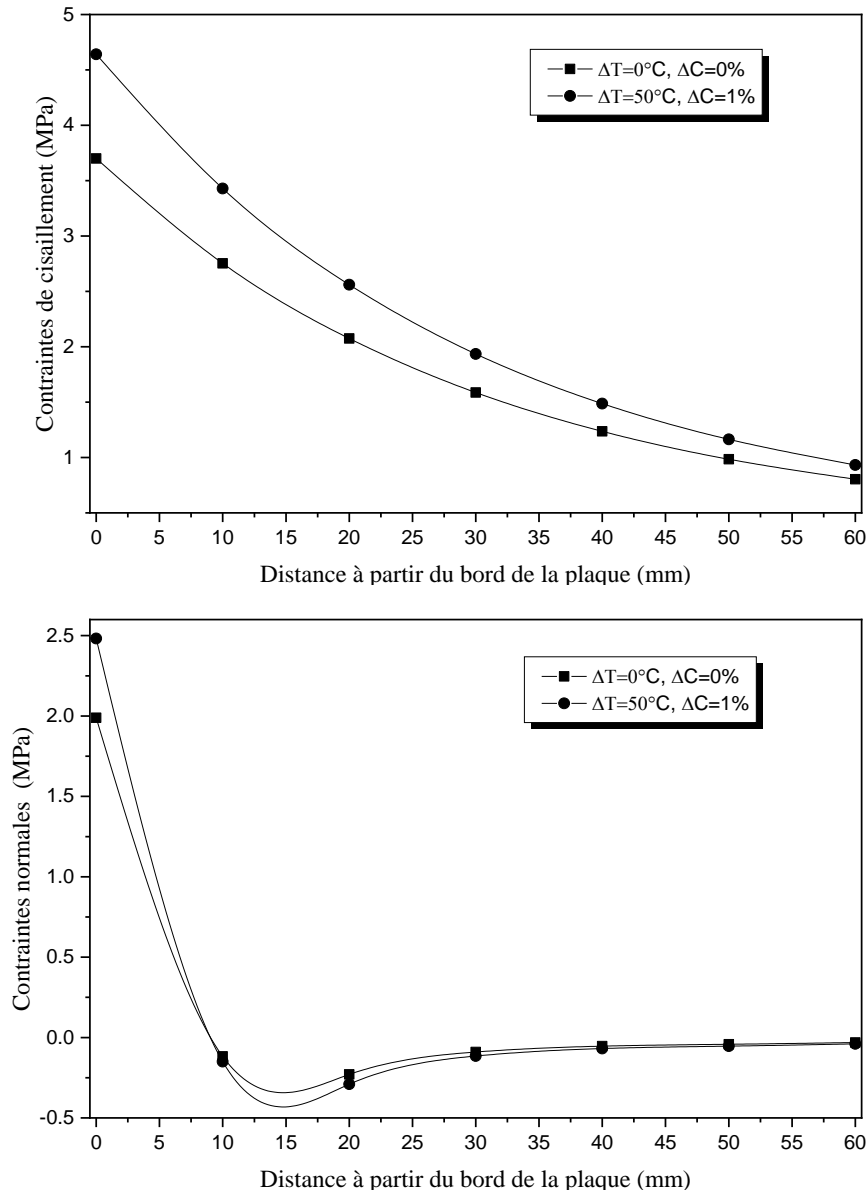


Figure III.8 : Effet hygrothermique sur les contraintes de cisaillement et normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous deux charges concentrées

III.3.6 Etude paramétrique :

III.3.6.1 Effet de la rigidité de la plaque :

On constate d'après les figures III.9 et III.10 que les contraintes d'interface diminuent en augmentant la raideur de la plaque du cas de l'acier qui représente la plus faible raideur au cas de GFRP qui représente la plus grande raideur. Ce résultat est valable quelque soient les conditions de l'environnement. Les valeurs maximales des contraintes d'interface se trouvent au bord de la plaque et elles deviennent plus faibles en dehors de cette zone quel que soit la raideur de la plaque et pour les deux cas de l'environnement.

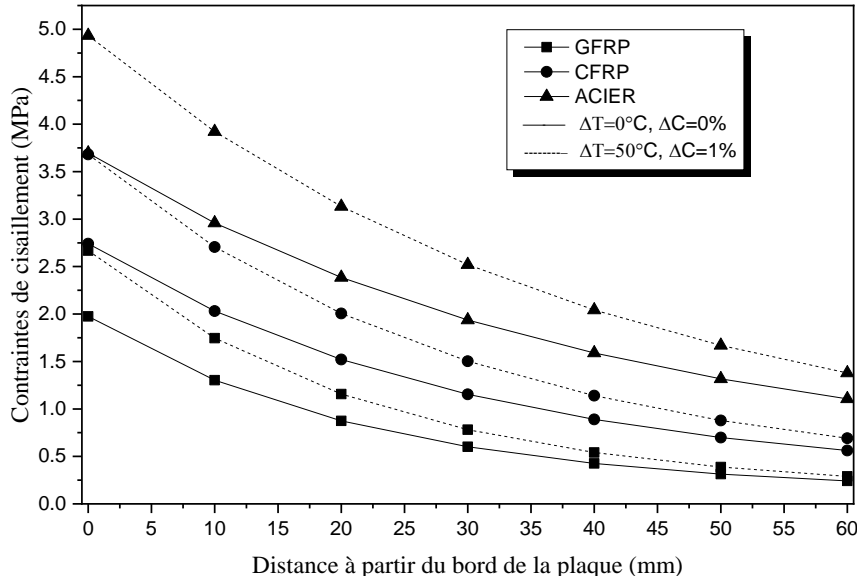


Figure III.9 : Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques

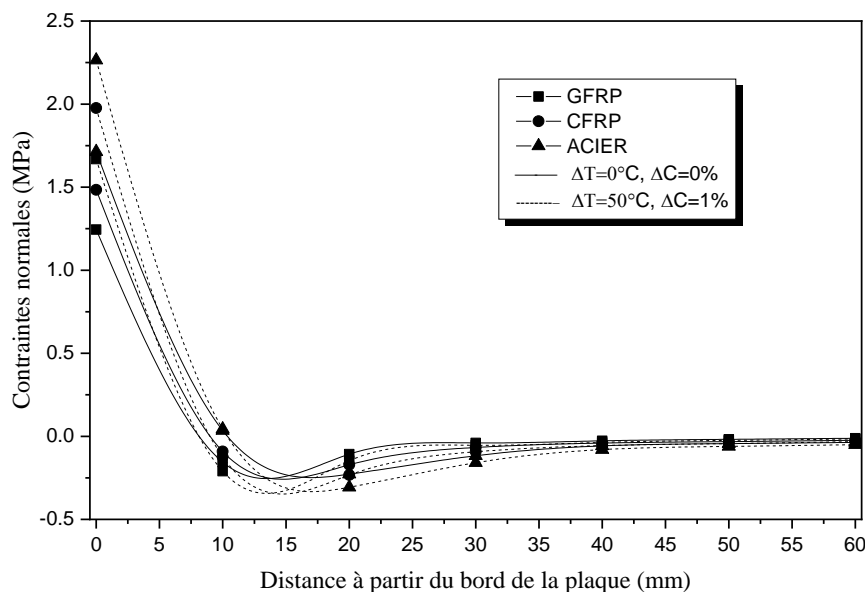


Figure III.10 : Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques

III.3.6.2 Effet de la rigidité de la poutre :

Les figures III.11 et III.12 montrent le développement des contraintes d'interface de cisaillement et normales pour trois cas de modules de Young et pour deux cas d'environnement. Le module de Young est calculé conformément aux règles BAEL91

pour trois cas de résistances caractéristiques du béton à la compression f_{c28} suivantes : 20, 30 et 40 MPa, ce qui conduit aux valeurs de modules de Young suivantes : 30, 34.2 et 37.6 GPa. Les contraintes d'interface diminuent avec l'augmentation du module de Young. Cette influence du module de Young est significative pour les contraintes de cisaillement mais légère pour les contraintes normales pour les deux cas hygrothermiques.

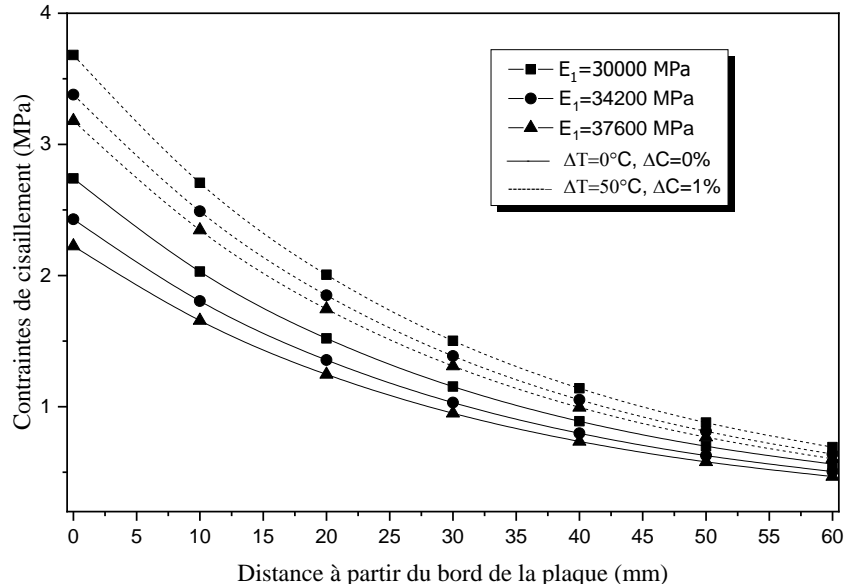


Figure III.11 : Effet de la rigidité de la poutre sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armée renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques

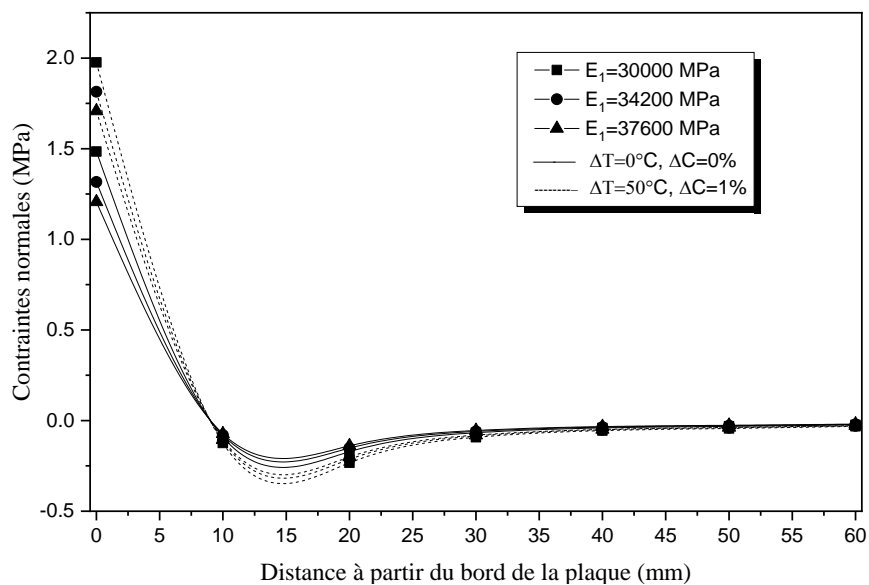


Figure III.12 : Effet de la rigidité de la poutre sur les contraintes normales pour une poutre en béton armée renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques

III.3.6.3 Effet de la rigidité de l'adhésif :

Les figures III.13 et III.14 représentent les contraintes d'interfaces pour trois cas de module de de Young 2, 3 et 4 GPa et pour les deux cas hygrothermiques. On constate que les contraintes d'interface augmentent en augmentant la rigidité de l'adhésif quel que soit le cas hygrothermique.

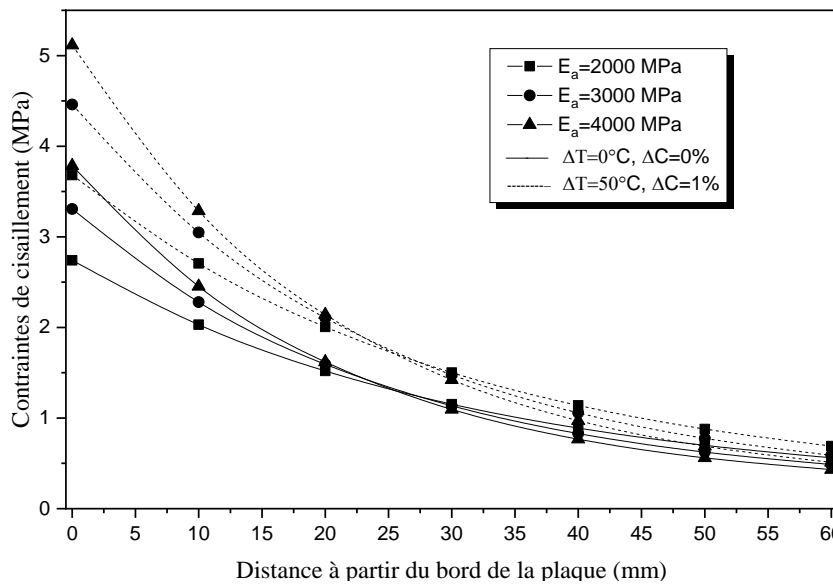


Figure III.13 : Effet de la rigidité de l'adhésif sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques

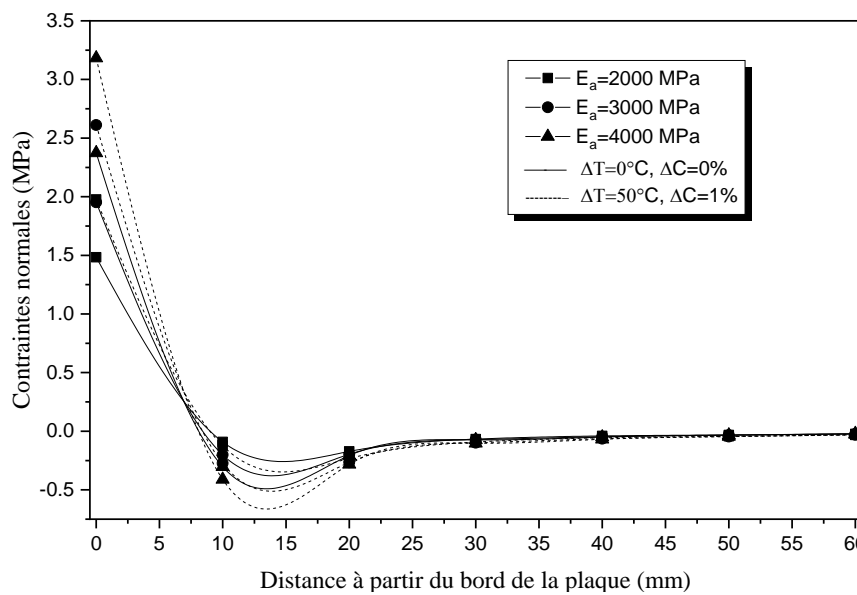


Figure III.14 : Effet de la rigidité de l'adhésif sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge répartie uniformément pour différents cas hygrothermiques

III.4 Conclusion

Une recherche bibliographique a été élaboré au début de ce chapitre afin de montrer les différentes solutions proposées pour la détermination des contraintes d'interface dans les poutres renforcées par des plaques.

En introduisant l'effet hygrothermique, une nouvelle solution a été présenté pour développer des nouvelles expressions des contraintes d'interface normales et de cisaillement au niveau des poutres en béton armé simplement appuyées renforcées à l'aide des composites et soumise aux différents cas de chargement à savoir le cas d'une charge uniformément répartie, le cas d'une charge concentrée et le cas de deux charges concentrées positionnées symétriquement.

Une étude paramétrique a été développé en dernière partie de ce chapitre pour montrer l'influence des rigidités des différents matériaux de la poutre renforcée (poutre, plaque et adhésif).

Chapitre IV :
Effet hygrothermique
sur le comportement
des poutres renforcées
par des stratifiés

IV.1 Introduction :

Les polymères renforcés de fibres (FRP) présentent des avantages très importants en comparaison avec les matériaux de renforcement classiques tel que l'acier notamment leur faible poids, leur résistance à la corrosion et leur facilité d'application. Développés à l'origine pour les avions, ces composites ont été utilisés avec succès dans les ouvrages d'art. Le FRP convient particulièrement à la réparation et à la réhabilitation des structures en béton armé ou précontraint et en charpente métallique. Malgré que son utilisation dans les ouvrages de génie-civil n'a commencé que dans les années 1980, un grand nombre de projets ont été menés pour démontrer l'utilisation de ce composite dans la réhabilitation des structures en béton et en acier.

Plusieurs recherches ont été menés dans ce domaine pour déterminer les contraintes d'interface. La solution de Smith *et al.* (2001) est la solution la plus précise et la plus applicable, mais cette solution ne tient pas en considération l'effet de l'orientation des fibres de stratifié.

Tounsi (2006) a présenté une nouvelle solution basée sur la solution de Smith *et al.* (2001) mais elle offre la possibilité d'analyser l'effet de l'orientation des fibres.

Dans ce chapitre, nous proposons une nouvelle solution basée sur celle de Tounsi (2006) en introduisant l'effet hygrothermique dans la poutre et dans le stratifié.

IV.2 Modèle théorique :

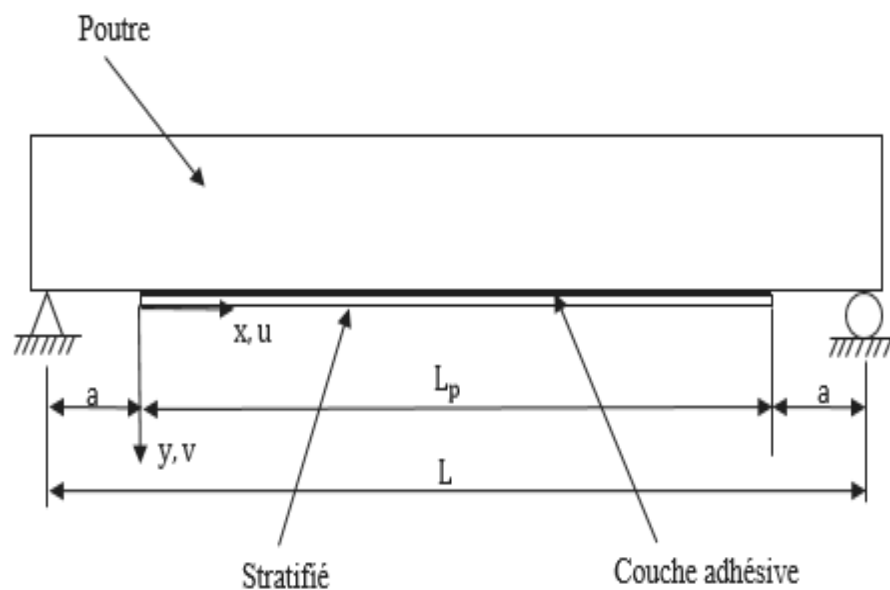


Figure IV.1: Poutre renforcée avec stratifié

Comme c'est montré dans la figure IV.1, il s'agit d'une poutre en béton armé (Adhérent 1) renforcée par une stratifié de FRP (adhérent 2) et collée par une couche adhésive. Cette poutre renforcée est simplement appuyée et soumise à une charge répartie uniforme.

La géométrie et les sections transversales sont illustrées à la figure IV.1 et les hypothèses suivantes sont utilisées :

- Les matériaux poutre en béton, stratifié en FRP et adhésif sont linéaires élastiques.
- Les contraintes de cisaillement et les contraintes normales dans la couche adhésive sont constantes sur toute son épaisseur.
- La courbure de la poutre et de la plaque sont identiques.

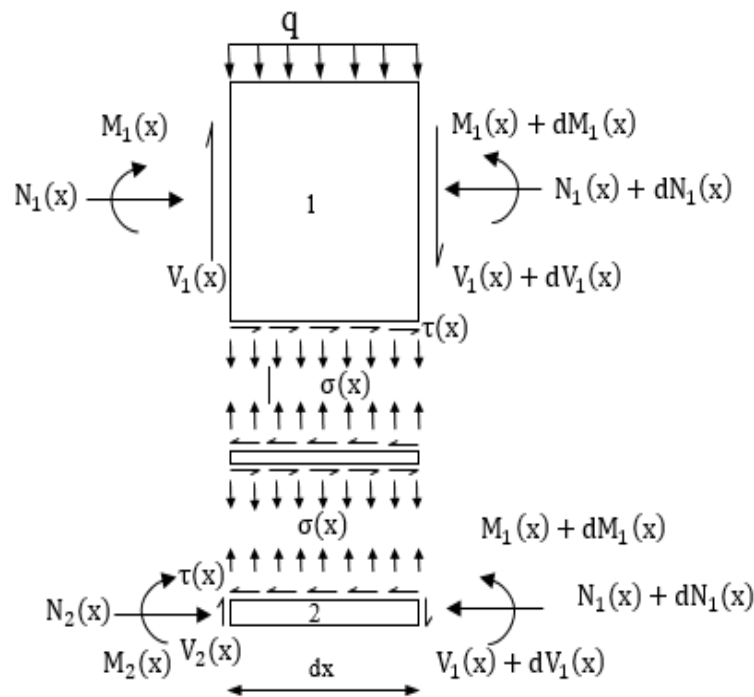


Figure IV.2: Segment différentiel de la poutre renforcée

La figure IV.2 représente un segment différentiel d'une poutre renforcée par un stratifié. $\tau(x)$ et $\sigma(x)$ sont respectivement les contraintes d'interface de cisaillement et les contraintes d'interface normales avec convention de signe positif pour le moment de flexion, la force de cisaillement, la force axiale et la charge appliquée. La dérivation de la nouvelle solution ci-dessous est décrite en termes d'adhérents 1 et 2 ; adhérent 1 étant la poutre et adhérent 2 étant la plaque adhésive.

IV.3 Détermination des contraintes d'interface :

La contrainte de cisaillement γ dans la couche adhésive peut être écrite comme suit :

$$\gamma = \frac{du(x,y)}{dy} + \frac{dv(x,y)}{dx} \quad (\text{IV.1})$$

$u(x,y)$ et $v(x,y)$ sont respectivement les déplacements horizontal et vertical de la couche adhésive. $\tau(x)$ est donné comme suit :

$$\tau(x) = G_a \left(\frac{du(x,y)}{dy} + \frac{dv(x,y)}{dx} \right) \quad (\text{IV.2})$$

où G_a est le module de cisaillement de la couche adhésive. En dérivant l'expression (IV.2) par rapport à x , on obtient :

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = G_a \left(\frac{d^2u(x,y)}{dy} + \frac{d^2v(x,y)}{dx} \right) \quad (\text{IV.3})$$

La courbure est fonction du moment appliqué $M_T(x)$:

$$\frac{d^2v(x)}{dx^2} = -\frac{1}{(EI)_t} M_T(x) \quad (\text{IV.4})$$

Où $(EI)_t$ est la rigidité de flexion totale de la section du composite. $u(x,y)$ doit varier linéairement sur l'épaisseur de l'adhésif t_a , puis :

$$\frac{du}{dy} = \frac{1}{t_a} (u_2(x) - u_1(x)) \quad (\text{IV.5})$$

et

$$\frac{d^2u(x,y)}{dx dy} = \frac{1}{t_a} \left(\frac{du_2(x)}{dx} - \frac{du_1(x)}{dx} \right) \quad (\text{4.6})$$

où $u_1(x)$ et $u_2(x)$ sont les déplacements longitudinaux à la base de l'adhérent 1 et au sommet de l'adhérent 2, respectivement.

L'équation (IV.3) peut donc être réécrite comme suit :

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = G_a \left(\frac{du_2(x)}{dx} - \frac{du_1(x)}{dx} - \frac{t_a}{(EI)_t} M_T(x) \right) \quad (IV.7)$$

Le troisième terme entre parenthèses dans l'équation (IV.7) peut être ignoré dans la dérivation suivante (Smith,2001). Les déformations à la base de l'adhérent 1 et en haut de l'adhérent 2 sont indiquées comme suit :

$$\varepsilon_1(x) = \frac{du_1(x)}{dx} = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x) - \frac{1}{E_1 A_1} N_1(x) + \alpha_1 \Delta T + \beta_1 \Delta C \quad (IV.8)$$

La théorie des stratifiés est utilisée pour estimer la déformation totale dans n'importe quelle position z du stratifié composé N plis (Figure IV.3) en termes de déformation du plan moyen ε_x^0 et la courbure K_x^0 comme suit (Herakovic, 1998) :

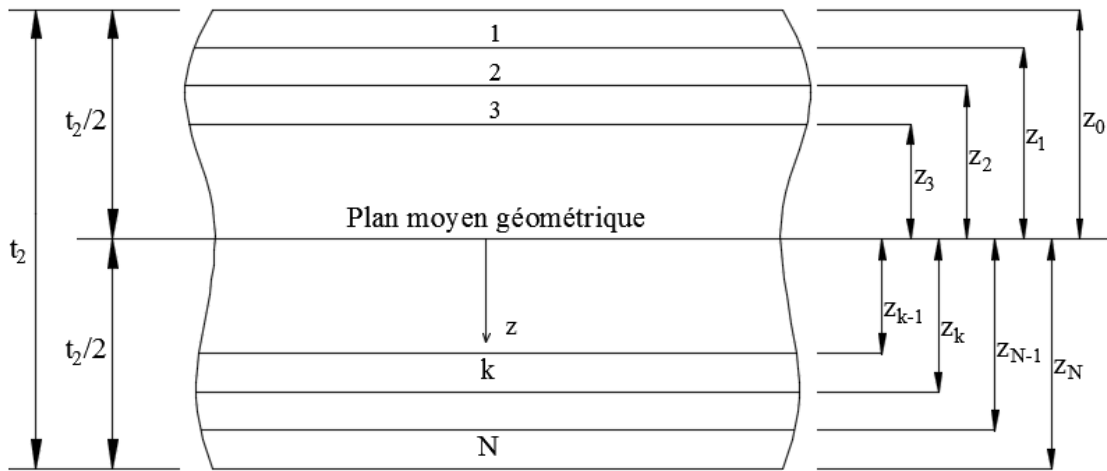


Figure IV.3: Géométrie et notation des plis d'un stratifié

$$\varepsilon_x = \varepsilon_x^0 + z k \quad (IV.9)$$

L'effort normal et le moment de flexion sont donnés comme suit :

$$\{N\} = [A]\{\varepsilon^0\} + [B]\{k\} \quad (IV.10)$$

$$\{M\} = [B]\{\varepsilon^0\} + [D]\{k\} \quad (\text{IV.11})$$

où $[A]$, $[B]$ et $[D]$ sont la matrice de membrane, la matrice de couplage flexion-membrane et la matrice de flexion respectivement. Ces matrices sont définies comme suit :

$$[A] = \sum_{k=1}^N [\bar{Q}]^k (z_k - z_{k-1}) \quad (\text{IV.12})$$

$$[B] = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N [\bar{Q}]^k (z_k^2 - z_{k-1}^2) \quad (\text{IV.13})$$

$$[D] = \frac{1}{3} \sum_{k=1}^N [\bar{Q}]^k (z_k^3 - z_{k-1}^3) \quad (\text{IV.14})$$

où la matrice $[\bar{Q}]^k$ représente la matrice de rigidité réduite transformée à la couche k correspondant à la hauteur z et $(z_k - z_{k-1})$ représente l'épaisseur de la couche.

L'équation fondamentale de la théorie des stratifiés peut être écrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ k \end{Bmatrix} \quad (\text{IV.15})$$

Dans notre cas, la poutre est chargée longitudinalement dans son axe axial c.-à-d. $N_y = N_{xy} = M_x = M_{xy} = 0$ et le stratifié est symétrique et donc $[B]$ est nulle, on obtient :

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ M_x \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & 0 \\ 0 & D_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ k_x \end{Bmatrix} \quad (\text{IV.16})$$

Cette dernière équation peut être réécrite comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ k_x \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & 0 \\ 0 & D_{11} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} N_x \\ M_x \end{Bmatrix} \quad (\text{IV.17})$$

avec

$$A_{11}^{-1} = \frac{1}{b_2} A'_{11} \quad \text{et} \quad D_{11}^{-1} = \frac{1}{b_2} D'_{11} \quad (\text{IV.18})$$

On obtient donc :

$$\varepsilon_x^0 = A'_{11} N_x \frac{1}{b_2} \quad \text{et} \quad k_x = D'_{11} M_x \frac{1}{b_2} \quad (\text{IV.19})$$

$[A']$ est l'inverse de la matrice $[A]$, $[D']$ est l'inverse de la matrice $[D]$ et b_2 est la largeur de plaque en FRP.

En utilisant les conditions aux limites, la déformation au sommet de la plaque de PRF est donnée comme suit :

$$\varepsilon_2(x) = \varepsilon_x^0 - k_x \frac{t_2}{2} + \alpha_2 \Delta T + \beta_2 \Delta C \quad (\text{IV.20})$$

La substitution de l'équation (IV.8) dans l'équation (IV.20) donne l'équation suivante :

$$\varepsilon_2(x) = -D'_{11} \frac{t_2}{2b_2} M_2(x) + \frac{A'_{11}}{b_2} N_2(x) + \alpha_2 \Delta T + \beta_2 \Delta C \quad (\text{IV.21})$$

L'équilibre horizontal donne :

$$\frac{dN_1(x)}{dx} = \frac{dN_2(x)}{dx} = b_2 \tau(x) \quad (\text{IV.22})$$

où :

$$N_1(x) = N_2(x) = N(x) = b_2 \int_0^x \tau(x) dx \quad (\text{IV.23})$$

Les moments dans les deux adhérents peuvent être rapportés comme :

$$M_1(x) = R M_2(x) \quad (\text{IV.24})$$

avec

$$R = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \quad (\text{IV.25})$$

L'équilibre des moments du segment différentiel de la poutre renforcée de la figure IV.2 donne :

$$M_T(x) = M_1(x) + M_2(x) + N(x)(y_1 + y_2 + t_a) \quad (\text{IV.26})$$

Le moment de flexion dans chaque adhérent est fonction du moment total appliqué et de la contrainte d'interface de cisaillement :

$$M_1(x) = \frac{R}{R+1} \left[M_T(x) - b_2 \int_0^x \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a) dx \right] \quad (\text{IV.27})$$

$$M_2(x) = \frac{1}{R+1} \left[M_T(x) - b_2 \int_0^x \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a) dx \right] \quad (\text{IV.28})$$

La première dérivée du moment de flexion dans chaque adhérent donne :

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = V_1(x) = \frac{R}{R+1} [V_T(x) - b_2 \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a)] \quad (\text{IV.29})$$

$$\frac{dM_2(x)}{dx} = V_2(x) = \frac{1}{R+1} [V_T(x) - b_2 \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a)] \quad (\text{IV.30})$$

En substituant les équations (IV.8) et (IV.21) dans l'équation (IV.7) et en différenciant l'équation résultante, on obtient :

$$\frac{d^2 \tau(x)}{dx^2} = \frac{G_a}{t_a} \left(\frac{-t_2}{2b_2} D'_{11} \frac{dM_2(x)}{dx} + \frac{A'_{11}}{b_2} \frac{dN_2(x)}{dx} - \frac{y_1}{E_1 I_1} \frac{dM_1(x)}{dx} + \frac{1}{E_1 A_1} \frac{dN_1(x)}{dx} \right) \quad (\text{IV.31})$$

Substitution des forces de cisaillement (Equations (IV.29) et (IV.30)) et des forces axiales (Equation (IV.23)) dans les deux adhérents dans l'équation (IV.31) donne l'équation différentielle définissant la contrainte d'interface de cisaillement :

$$\begin{aligned} \frac{d^2\tau(x)}{dx^2} - \frac{G_a}{t_a} \left(A'_{11} + \frac{b_2}{E_1 I_1} + \frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 D'_{11} + b_2} b_2 D'_{11} \tau(x) \right) \\ + \frac{G_a}{t_a} \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 D'_{11} + b_2} D'_{11} \right) V_T(x) = 0 \end{aligned} \quad (IV.32)$$

Pour simplifier et pour un tel chargement, $d^2V_T(x)/dx^2 = 0$, la solution générale de l'équation (IV.32) est donnée par :

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 V_T(x) \quad (IV.33)$$

où

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{t_a} \left(A'_{11} + \frac{b_2}{E_1 I_1} + \frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 D'_{11} + b_2} b_2 D'_{11} \right) \quad (IV.34)$$

et

$$m_1 = \frac{G_a}{t_a \lambda^2} \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 D'_{11} + b_2} D'_{11} \right) \quad (IV.35)$$

La solution générale pour la contrainte d'interface de cisaillement pour une poutre simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie est donnée ci-dessous :

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 q \left(\frac{L}{2} - a - x \right) \quad (IV.36)$$

Les constantes d'intégration seront déterminées en appliquant des conditions aux limites appropriées.

À $x = 0$, le moment à la fin de la plaque $M_2(0) = N_1(0) = N_2(0) = 0$ et par conséquent :

$$M_1(0) = M_T(0) = \frac{qa}{2}(L - a) \quad (IV.37)$$

Chapitre IV: Effet hygrothermique sur le comportement des poutres renforcées par des stratifiés

La substitution des équations (IV.8) et (IV.21) dans l'équation (IV.7) tout en ignorant le troisième terme et en appliquant la condition limite ci-dessus donne :

$$\left. \frac{d\tau(x)}{dx} \right|_{x=0} = -m_2 M_T(0) \quad (\text{IV.38})$$

où :

$$m_2 = \frac{G_a y_1}{t_a E_1 I_1} \quad (\text{IV.39})$$

En substituant l'équation (IV.33) dans l'équation (IV.38), B_2 peut être déterminé comme suit :

$$B_2 = -\frac{m_2 q a}{2\lambda} (L - a) + \frac{m_1}{\lambda} q + \frac{G_a}{t_a \lambda} [(\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T - (\beta_1 - \beta_2) \Delta C] = -B_1 \quad (\text{IV.40})$$

La contrainte normale dans la couche adhésive, $\sigma(x)$, est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma(x) = \frac{E_a}{t_a} [v_2(x) - v_1(x)] \quad (\text{IV.41})$$

où $v_1(x)$ et $v_2(x)$ sont les déplacements verticaux des adhérents 1 et 2, respectivement. en dérivant l'équation (IV.41) deux fois on obtient :

$$\frac{d^2 \sigma(x)}{dx^2} = K_n \left[\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} - \frac{d^2 v_2(x)}{dx^2} \right] \quad (\text{IV.42})$$

Considérant les relations moment-courbure pour les poutres renforcées et le renforcement externe, respectivement :

$$\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} = -\frac{M_1(x)}{E_1 I_1} \quad \text{et} \quad \frac{d^2 v_2(x)}{dx^2} = -\frac{D'_{11} M_2(x)}{b_2} \quad (\text{IV.43})$$

L'équilibre entre les adhérents 1 et 2 conduit aux relations suivantes:
Adhérent 1:

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = V_1(x) - b_2 y_1 \tau(x) \quad \text{et} \quad \frac{dV_1(x)}{dx} = -b_2 \sigma(x) - q \quad (\text{IV.44})$$

Adhérent 2 :

$$\frac{dM_2(x)}{dx} = V_2(x) - b_2 y_2 \tau(x) \quad \text{et} \quad \frac{dV_2(x)}{dx} = -b_2 \sigma(x) \quad (\text{IV.45})$$

Sur la base des équations d'équilibre ci-dessus, les équations différentielles déterminantes de la flexion des adhérents 1 et 2, exprimées en termes de contraintes d'interface de cisaillement et de contraintes d'interface normales, sont données comme suit :

Adhérent 1 :

$$\frac{d^4 v_1(x)}{dx^4} = -\frac{1}{E_1 I_1} b_2 \sigma(x) + \frac{y_1}{E_1 I_1} b_2 \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{q}{E_1 I_1} \quad (\text{IV.46})$$

Adhérent 2 :

$$\frac{d^4 v_2(x)}{dx^4} = -D'_{11} \sigma(x) + D'_{11} y_2 \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{q}{E_1 I_1} \quad (\text{IV.47})$$

La substitution des équations (IV.46) et (IV.47) dans la quatrième dérivée de la contrainte d'interface normale pouvant être obtenue à partir de l'équation (IV.41) donne l'équation différentielle exprimant la contrainte d'interface normale ci-dessous :

$$\frac{d^4 \sigma(x)}{dx^4} + \frac{E_a}{t_a} \left(D'_{11} + \frac{b_2}{E_1 I_1} \right) \sigma(x) - \frac{E_a}{t_a} \left(D'_{11} y_2 - \frac{y_1 b_2}{E_1 I_1} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{q E_a}{t_a E_1 I_1} = 0 \quad (\text{IV.48})$$

La solution générale de cette équation différentielle du quatrième ordre est :

$$\sigma(x) = e^{-\beta x} [(C_1 \cos(\beta x) + [(C_2 \sin(\beta x)] + e^{-\beta x} [(C_3 \cos(\beta x) + [(C_4 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q] \quad (\text{IV.49})$$

Pour des grandes valeurs de x , on suppose que la contrainte normale est proche de zéro et que $C_3 = C_4 = 0$ et donc la solution générale s'exprime comme suit :

$$\sigma(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (\text{IV.50})$$

où

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a}{4t_a} \left(\frac{b_2}{E_1 I_1} + D'_{11} \right)} \quad (\text{IV.51})$$

et

$$n_1 = \frac{y_1 b_2 - D'_{11} E_1 I_1 y_1}{D'_{11} E_1 I_1 + b_2} \quad (\text{IV.52})$$

$$n_2 = \frac{1}{D'_{11} E_1 I_1 + b_2} \quad (\text{IV.53})$$

D'après Smith *et al.* (2001), les constantes C_1 et C_2 dans l'équation (IV.50) sont déterminés en utilisant les conditions aux limites appropriées et de ce fait :

$$C_1 = \frac{E_a}{2\beta^3 t_a} \frac{1}{E_1 I_1} [V_T(0) + \beta M_T(0)] - \frac{n_3}{2\beta^3} \tau(0) + \frac{n_1}{2\beta^3} \left(\left. \frac{d^4 \tau(x)}{dx^4} \right|_{x=0} + \beta \left. \frac{d^3 \tau(x)}{dx^3} \right|_{x=0} \right) \quad (\text{IV.54})$$

$$C_2 = \frac{E_a}{2\beta^2 t_a} \frac{1}{E_1 I_1} M_T(0) - \frac{n_1}{2\beta^2} \left. \frac{d^3 \tau(x)}{dx^3} \right|_{x=0} \quad (\text{IV.55})$$

où

$$n_3 = \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{y_1}{E_1 I_1} - \frac{D'_{11} t_2}{2b_2} \right) \quad (\text{IV.56})$$

IV.3.1 Cas d'une charge uniformément répartie :

En substituant les expressions de B_1 et B_2 (équation (IV.40)) dans l'équation (IV.33), la solution générale pour la contrainte d'interface de cisaillement pour ce cas de charge peut être réécrite comme suit :

$$\tau(x) = \left[\frac{m_2 q a}{2\lambda} (L - a) - \frac{m_1 q}{\lambda} - \frac{G_a}{t_a \lambda} ((\alpha_1 - \alpha_2) \Delta T + (\beta_1 - \beta_2) \Delta T) \right] e^{-\lambda x} + m_1 q \left(\frac{L}{2} - a - x \right) \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (\text{IV.57})$$

IV.3.2 Cas d'une seule charge concentrée :

En substituant les expressions de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée dans l'équation (IV.33), la solution générale de la contrainte d'interface de cisaillement, pour ce cas de charge, peut être écrite comme suit (Smith et al, 2001) :

Pour $a > b$:

$$\tau(x) = \begin{cases} B_3 \cosh(\lambda x) + B_4 \sinh(\lambda x) + m_1 P \left(1 - \frac{b}{L}\right), & 0 \leq x \leq (b - a) \\ B_5 \cosh(\lambda x) + B_6 \sinh(\lambda x) - m_1 P \frac{b}{L}, & (b - a) \leq x \leq L_p \end{cases} \quad (\text{IV.58})$$

Pour $a < b$:

$$\tau(x) = B_7 \cosh(\lambda x) + B_8 \sinh(\lambda x) - m_1 P \frac{b}{L} \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (\text{IV.59})$$

où P est la charge concentrée et $k = \lambda (b-a)$

Les constantes B_3, B_4, B_5, B_6, B_7 et B_8 sont données dans le chapitre III (de l'expression III.45 à l'expression III.48).

IV.3.3 Cas de deux charges concentrées symétriques :

De la même façon et en substituant les expressions de l'effort tranchant pour une poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrées symétrique dans l'équation (IV.33), la solution générale de la contrainte d'interface de cisaillement, pour ce cas de charge, peut être écrite comme suit (Smith et al, 2001) :

Pour $a > b$:

$$\tau(x) = \begin{cases} B_9 \cosh(\lambda x) + B_{10} \sinh(\lambda x) + m_1 P, & 0 \leq x \leq (b - a) \\ B_{11} \cosh(\lambda x) + B_{12} \sinh(\lambda x), & (b - a) \leq x \leq \frac{L_p}{2} \end{cases} \quad (\text{IV.60})$$

Pour $a < b$:

$$\tau(x) = B_{13} \cosh(\lambda x) + B_{14} \sinh(\lambda x) \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (\text{IV.61})$$

Les constantes $B_9, B_{10}, B_{11}, B_{12}, B_{13}$ et B_{14} sont données dans le chapitre III (de l'expression III.52 à l'expression III.55).

IV.4 Résultats numériques et discussions :

Des résultats numériques sont présentés pour illustrer et examiner les effets hygroscopiques sur le développement des contraintes d'interfaces (contraintes de cisaillement et contraintes normales).

Nous considérons pour ce travail une poutre en béton armé 3000 mm de longueur renforcée par une plaque de stratifié de longueur $L_p = 2400$ mm soumise à une charge uniformément répartie $q = 50$ KN/ml. Les autres paramètres géométriques et propriétés mécaniques sont résumés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Propriétés mécaniques et géométriques de la poutre renforcée

Composant	Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Module de Young (GPa)	Coefficient de Poisson
Poutre en béton armé	200	300	30	-
Plaque de stratifié	200	4	50	-
Couche adhésive	200	4	3	0.35

Tous les résultats sont donnés pour deux cas de changement de température et d'humidité comme suit :

1^{er} cas : $\Delta T = 0^\circ\text{C}$, $\Delta C = 0\%$

2^{eme} cas : $\Delta T = 50^\circ\text{C}$, $\Delta C = 1\%$

Les propriétés hygrothermiques utilisées dans cette étude sont :

Pour la poutre en béton armé : $\alpha_1 = 11.10^{-6}/^\circ\text{C}$ et $\beta_1 = 3.10^{-4}$ (Edward G.N, 2008)

Pour la plaque : $\alpha_2 = 9.10^{-6}/^\circ\text{C}$ et $\beta_2 = 1.89.10^{-4}$ (Vaddadi et al, 2007)

Afin de valider la précision de notre méthode, une comparaison avec les résultats précédemment publiés par Denton et al. (2001) et Deng et al (2004) pour $\Delta T = 50$ °C. Les contraintes d'interface maximales normales et de cisaillement sont présentés dans le tableau IV.2. On peut observer un bon accord entre la présente étude et celles données par Denton et al. (2001) et Deng et al. (2004)

Tableau IV.2 : Les contraintes d'interface maximales normales et de cisaillement

Solution	τ_{max} (Mpa)	σ_{max} (Mpa)
Denton et al. (2001)	2.418	1.982
Deng et al. (2004)	2.410	2.007
La présente $[0/90]_s$	2.959	1.392

IV.5 Etude paramétrique

IV.5.1 Effets de l'orientation des fibres :

Les figures IV.4 et IV.5 montrent le développement des contraintes d'interfaces normales et de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par un composite stratifié $[\theta/90]_s$ pour différents angles d'orientation des fibres ($\theta = 0^\circ$ et $\theta = 45^\circ$) et pour deux cas d'effet hygrothermique ($\Delta T = 0^\circ$, $\Delta C = 0\%$ et $\Delta T = 50^\circ$, $\Delta C = 1\%$).

On constate que l'orientation des fibres des fibres affecte significativement les contraintes de cisaillement et les contraintes normales. Ces dernières diminuent en augmentant l'angle d'orientation des fibres et ceci quel que soit le cas hygrothermique.

Les contraintes maximales (normale et de cisaillement) se situent au bord de la plaque (à $x=0$) et elles deviennent plus faibles en s'éloignant du bord.

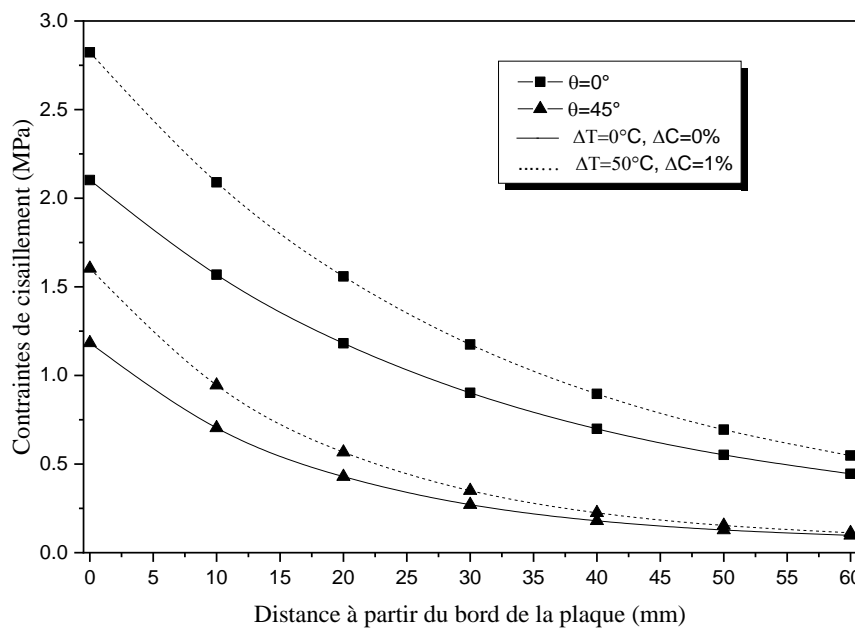


Figure IV.4 : Effet de l'orientation des fibres sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[\theta/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques

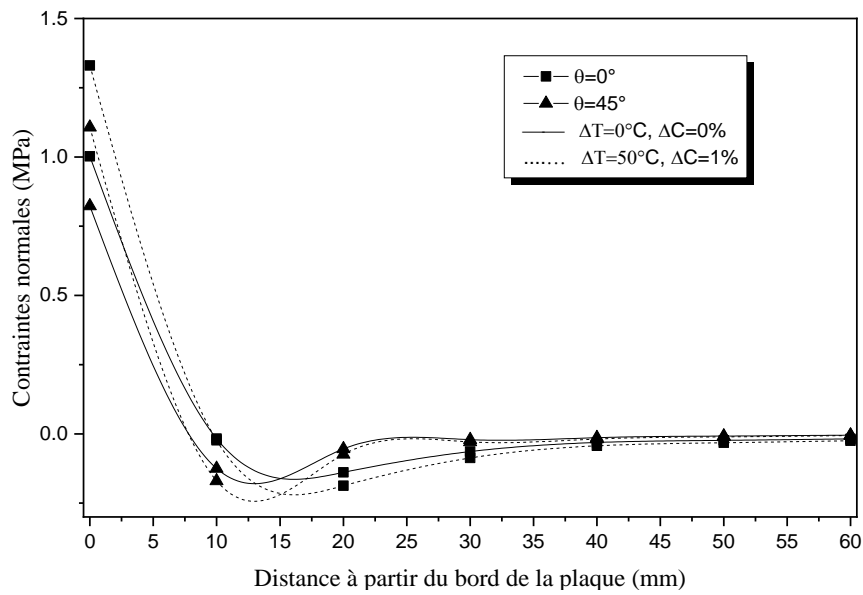


Figure IV.5 : Effet de l'orientation des fibres sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[\theta/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques

IV.5.2 Effets de l'épaisseur du stratifié :

Il est montré dans les figures IV.6 et IV.7 l'effet très important de l'épaisseur du stratifié dans le développement des contraintes d'interface pour différentes valeurs de l'épaisseur du stratifié considérées dans cette étude paramétrique ($t_2 = 4$ mm, $t_2 = 6$ mm, $t_2 = 8$ mm et $t_2 = 10$ mm). On constate que, pour notre cas, les contraintes d'interface normales sont affectées considérablement par l'épaisseur du stratifié tandis que les contraintes d'interface de cisaillement ne sont affectées qu'à peine. Les contraintes normales augmentent en augmentant l'épaisseur du stratifié, raison pour laquelle qu'il est conseillé de minimiser l'épaisseur et d'utiliser des PRF au lieu des plaques en acier.

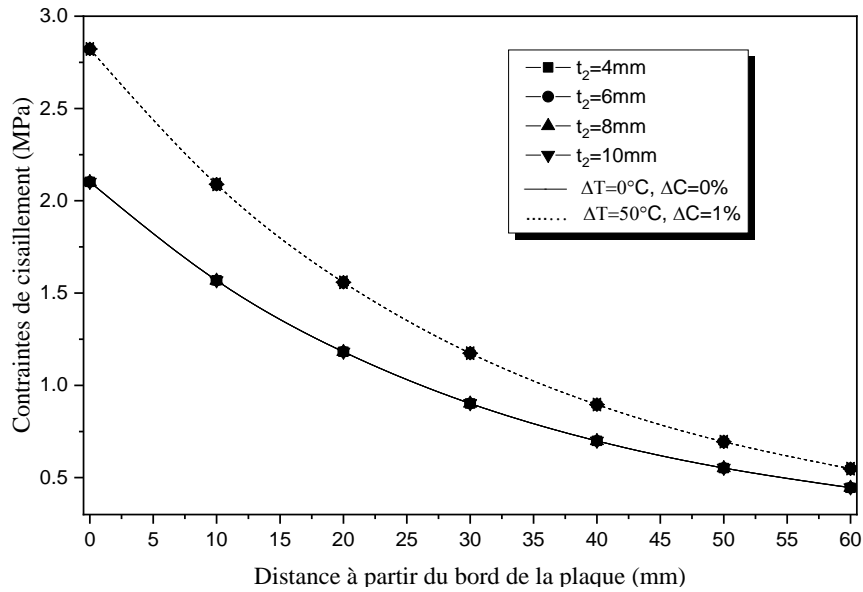


Figure IV.6: Effet de l'épaisseur du stratifié sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

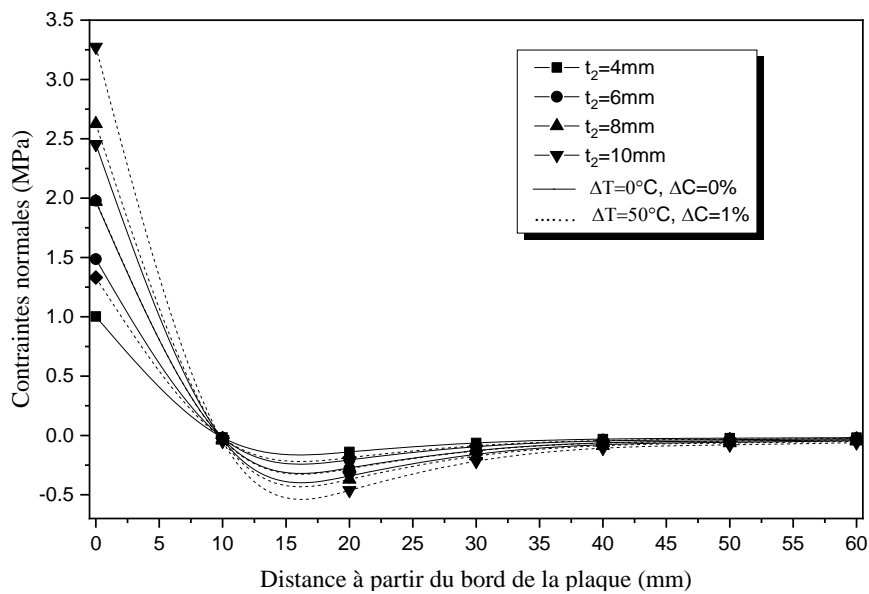


Figure IV.7: Effet de l'épaisseur du stratifié sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

IV.5.3 Effets de l'épaisseur de la couche adhésive:

Les figures IV.8 et IV.9 montrent l'effet de l'épaisseur de la couche adhésive dans les contraintes d'interfaces normales et de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par un composite stratifié $[0/90]_s$. Plusieurs valeurs de l'épaisseur de la couche adhésive ont été considérées afin d'examiner cet effet ; $t_a = 4$ mm, $t_a = 6$ mm, $t_a = 8$ mm et $t_a = 4$ mm) et pour deux cas d'effet hygrothermique. On constate que l'épaisseur de la

couche adhésive affecte significativement les contraintes de cisaillement et les contraintes normales. Ces dernières diminuent en augmentant l'épaisseur de la couche adhésive quel que soit le cas hygrothermique.

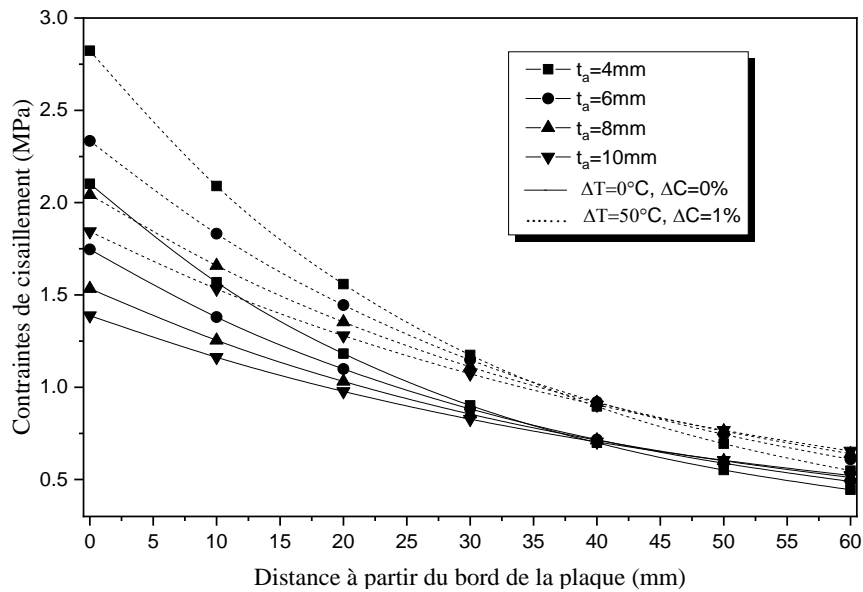


Figure IV.8: Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

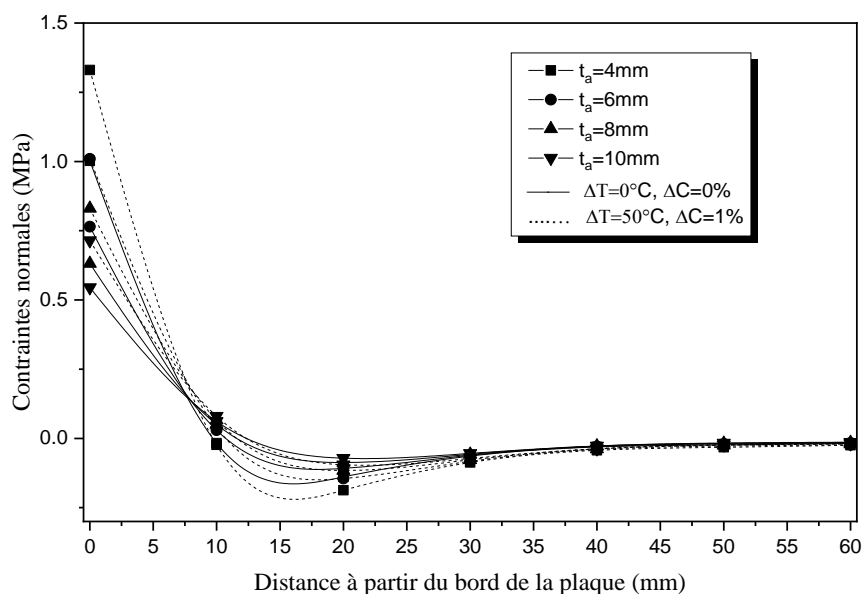


Figure IV.9: Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

IV.5.4 Effet du nombre des plis dans la couche externe θ :

Le nombre de couches stratifiées représente un effet important sur la répartition des contraintes d'interface normales et de cisaillement. Les figures IV.10 et IV.11 montrent

une diminution des contraintes de cisaillement et des contraintes normales en augmentant le nombre de couches externes du stratifié m pour les deux cas hygrothermiques.

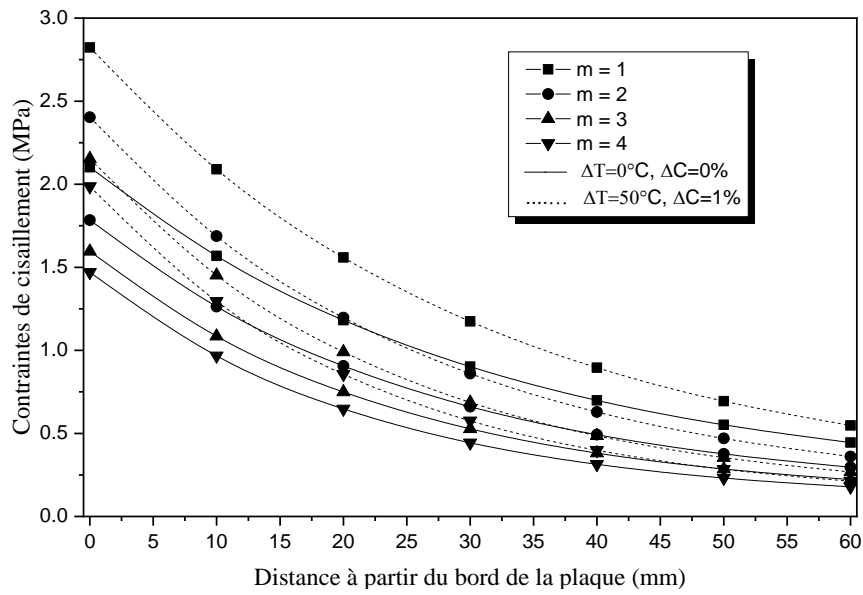


Figure IV.10: Effet du nombre de couches externes du stratifié m sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90_m]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

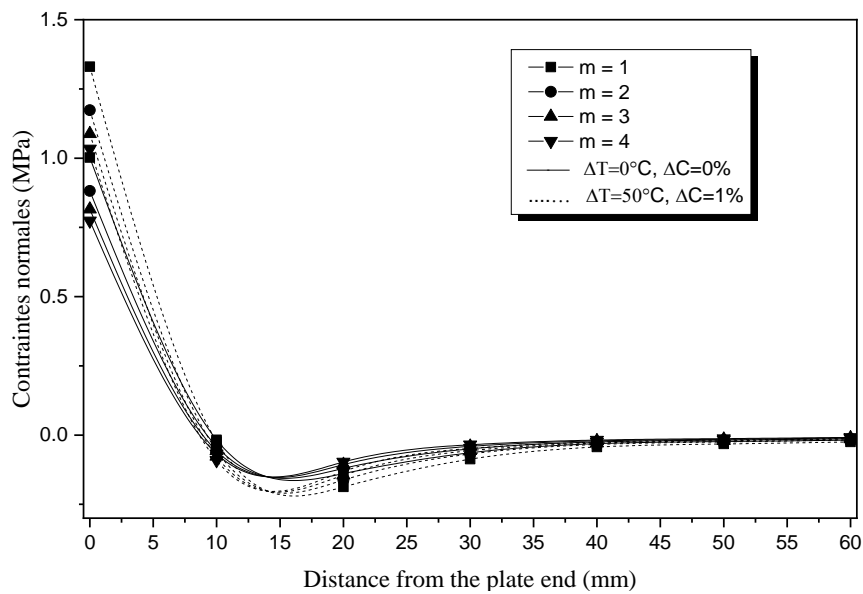


Figure IV.11: Effet du nombre de couches externes du stratifié m sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90_m]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

IV.5.5 Effet du nombre des plis dans la couche interne 90°:

Les figures IV.12 et IV.13 montrent que les contraintes normales et de cisaillement augmentent lorsque le nombre de couches internes n augmente pour les deux cas hygrothermiques.

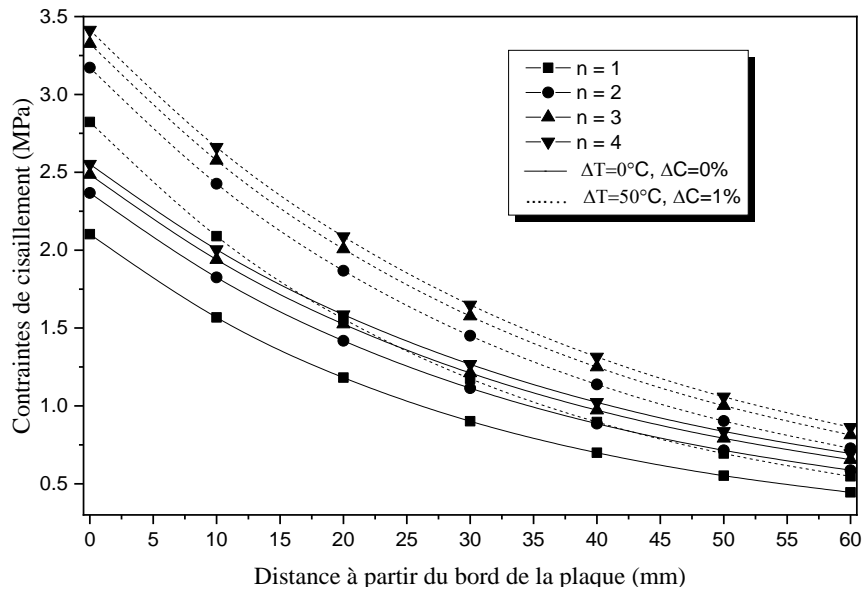


Figure IV.12: Effet du nombre de couches internes du stratifié n sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0_n/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

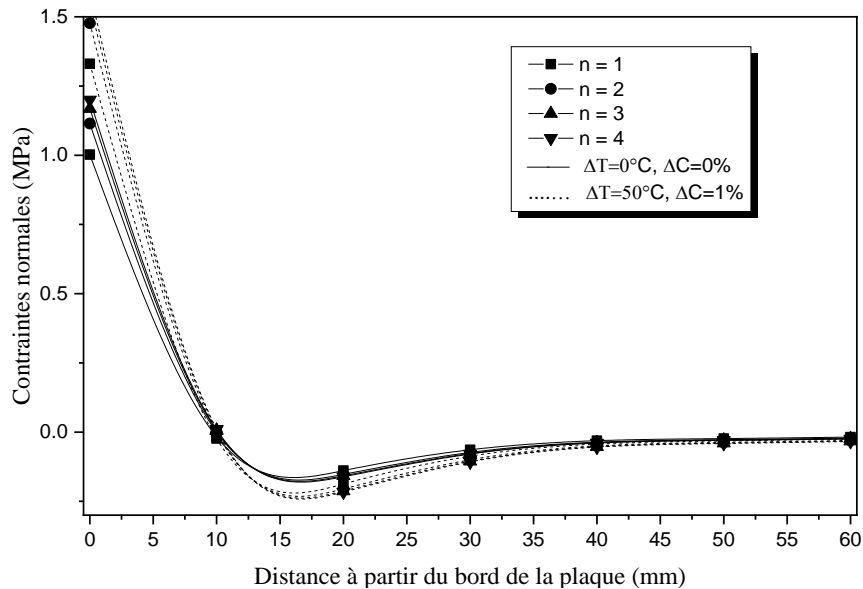


Figure IV.13: Effet du nombre de couches internes du stratifié n sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0_n/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

IV.5.6 Effet de la fraction volumique des fibres :

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient avec la température et l'humidité. En utilisant le modèle micro mécanique, les propriétés mécaniques peuvent être écrites sous la forme suivante (Shen et al, 1981) :

$$E_L = V_f E_f + V_m E_m \quad (IV.62)$$

$$\frac{1}{E_T} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{G_m} - V_f V_m \frac{(v_f^2 E_m / E_f) + (v_m^2 E_f / E_m) - 2v_f v_m}{V_f E_f + V_m E_m} \quad (IV.63)$$

$$\frac{1}{G_{LT}} = \frac{V_f}{G_f} + \frac{V_m}{G_m} \quad (IV.64)$$

Dans les équations ci-dessus, V_f et V_m sont les fractions volumiques des fibres et de la matrice. Ils sont reliés par la relation suivante :

$$V_f + V_m = 1 \quad (IV.65)$$

E_f , G_f et v_f sont respectivement le module de Young, le module de cisaillement et le coefficient de poisson des fibres. E_m , G_m et v_m sont les propriétés correspondantes à la matrice.

Il est supposé que E_m est une fonction de la température et l'humidité (Shen et al, 1981). Par conséquent E_L , E_T et G_{LT} sont aussi fonction de la température et de l'humidité. L'épaisseur de chaque plie est 0.125mm et les propriétés mécaniques adoptées sont : $E_f=230 \text{ GPa}$, $G_f=9.0 \text{ GPa}$, $V_f=0.203$, $v_m=0.34$ et $E_m= (3.51-0.003T-0.142C) \text{ GPa}$, (Shen et al, 1981), dans laquelle :

- $T=T_0+\Delta T$ et $T_0=25^\circ\text{C}$ (température ambiante),
- $C=C_0+\Delta C$ et $C_0=0 \text{ wt}\% \text{ H}_2\text{O}$.

De plus, trois valeurs de fraction volumique des fibres $V_f = (0.5 ; 0.6 \text{ et } 0.7)$ sont considérées.

La figure IV.14 et IV.15 montre l'effet de la fraction volumique des fibres sur le développement des contraintes d'interface en considérant trois cas de volumes de fibres : $V_f = 50\%$, 60% et 70% .

On peut remarquer que la contrainte de cisaillement augmente en augmentant la fraction volumique des fibres, tandis qu'aucun changement significatif n'a été observé dans les contraintes normales et ce pour les deux cas hygrothermiques.

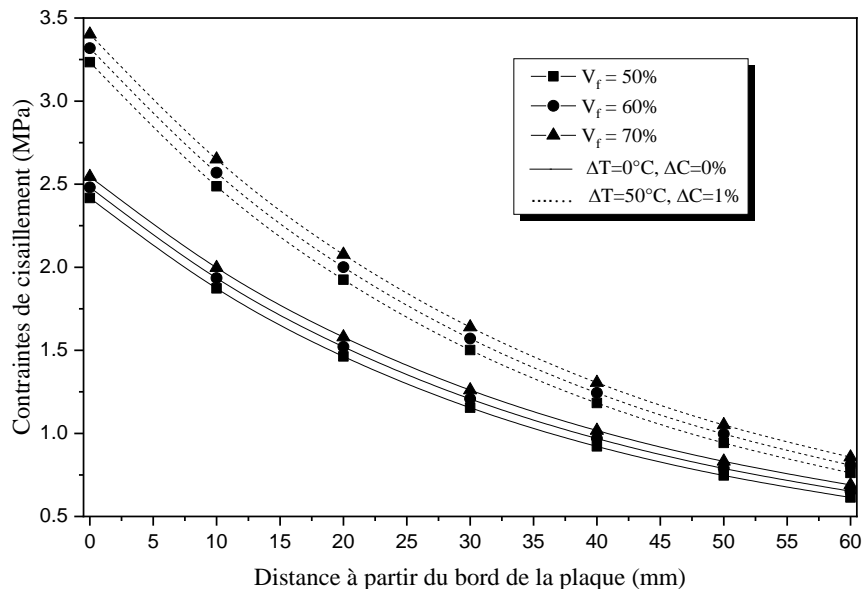


Figure IV.14: Effet de la fraction volumique des fibres sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

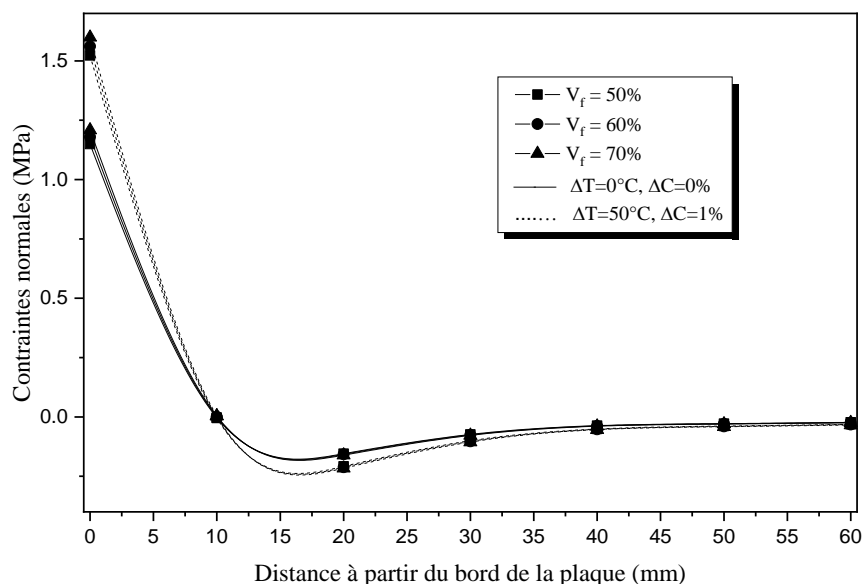


Figure IV.15: Effet de la fraction volumique des fibres sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par stratifié $[0/90]_s$ pour différents cas hygrothermiques.

IV.6 Conclusion :

Dans cette étude, nous avons présenté une nouvelle analyse pour la détermination des contraintes d'interface dans une poutre en béton armé renforcée à l'aide d'un composite stratifié en tenant compte des effets hygrothermiques.

Il a été montré dans toute notre étude paramétrique, c.-à-d. quel que soit le paramètre à tenir, que les contraintes d'interface normales et de cisaillement sont maximales aux extrémités du stratifié et qu'elles augmentent significativement en tenant compte de l'effet hygrothermique.

Plusieurs paramètres ont été considérés afin de mieux illustrer l'effet hygrothermique dans l'analyse des contraintes d'interface à savoir : l'effet de l'orientation des fibres, l'effet de l'épaisseur du stratifié, l'effet de l'épaisseur de la couche adhésive et l'effet du nombre de couches du stratifié.

Nous avons montré que les contraintes d'interface augmentent tout alignant l'angle des fibres avec l'axe longitudinal de la poutre.

Les contraintes d'interface normales augmentent en augmentant l'épaisseur de la plaque. C'est pourquoi il est toujours recommandé d'utiliser des épaisseurs faibles ; cas des PRF. Aucun changement significatif n'a été constaté dans le développement des contraintes de cisaillement.

Plus la couche adhésive est épaisse plus la réduction des contraintes d'interface est importante en particulier au niveau des extrémités de la plaque.

En ce qui concerne le nombre de couches du stratifié, les contraintes d'interface diminuent si le nombre de couches externes augmente, mais elles augmentent dans le cas où le nombre de couches internes augmente.

Les contraintes de cisaillement augmentent avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres. Mais aucune influence significative n'a été observée sur les contraintes normales.

*Conclusion générale
et perspectives*

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Dans le cadre de notre travail, une nouvelle solution analytique a été développée basée sur la solution de Smith et al (2001) afin de déterminer les contraintes d'interface poutre en béton armé – plaque en tenant compte de l'effet hygrothermique. Pour plusieurs cas de chargement ; charge uniformément répartie, charge concentrée et deux charges concentrées positionnées symétriquement, nous avons développé les expressions des contraintes d'interface normales et de cisaillement en fonction des charges mécaniques et des charges hygrothermiques. Il a été montré que l'effet hygrothermique augmente considérablement les contraintes d'interface normales et de cisaillement et qui sont maximales au bord de la plaque et ce pour les trois cas de chargement. Par la suite, une étude paramétrique a été menée en introduisant les paramètres de rigidité de tous les matériaux de la poutre renforcée par plaque à savoir la rigidité de la poutre, la rigidité de la plaque et la rigidité de l'adhésif. Nous avons constaté que quel que soit le cas hygrothermique, les contraintes normales et de cisaillement diminuent en augmentant la raideur de la plaque. En augmentant le module de Young de la poutre en béton armé, les contraintes d'interface diminuent significativement pour le cas des contraintes de cisaillement mais légèrement pour le cas des contraintes normales. En ce qui concerne la rigidité de l'adhésif, les contraintes d'interface augmentent en augmentant la rigidité de l'adhésif.

Ensuite on s'est intéressé au développement d'une autre solution pour déterminer les contraintes d'interface avec la prise en considération l'effet hygrothermique. Mais cette fois-ci dans le cas d'une poutre renforcée par un stratifié $[\theta_n, 90_m]_s$. la solution précédente ne tient pas compte de l'effet de l'orientation des fibres, raison pour laquelle qu'on a opté à la solution présentée par Tounsi (2007) tout en introduisant l'effet hygrothermique. Des expressions ont été développées déterminant les contraintes d'interface pour tous les cas de chargement (charge répartie, charge concentrée et deux charges concentrées symétriquement).

Les points suivants présentent un résumé des conclusions importantes tirées en raison de cette étude :

- L'inclusion de l'effet hygrothermique augmente considérablement les contraintes d'interface normales et de cisaillement.

- Il a été constaté que l'augmentation de l'angle d'orientation des fibres réduit les contraintes d'interface.
- Les contraintes d'interface augmentent avec l'épaisseur du stratifié. Aucun changement n'a été remarqué dans la répartition des contraintes de cisaillement.
- L'augmentation de l'épaisseur de la couche adhésive joue un rôle important dans la réduction des contraintes d'interface normales et de cisaillement.
- Les contraintes d'interface diminuent avec l'augmentation du nombre de couches externes et augmentent avec l'augmentation du nombre de couches internes.
- Les contraintes de cisaillement augmentent avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres. Mais aucune influence significative n'a été observée sur les contraintes normales.

En perspective, nous voyons très intéressant d'étudier le comportement d'une structure renforcée sous chargement dynamique et en tenant compte plusieurs types de renforts (matériaux non homogènes, nanoparticules, nanotubes, ...).

En plus il sera très intéressant d'utiliser la méthode des éléments finis pour modéliser l'élément structurel renforcé.

En fin, ce modeste travail s'inscrit dans les axes de recherche de notre laboratoire dans le domaine de renforcement des structures par les matériaux composites, ainsi nous espérons avoir apporté un plus dans la compréhension du comportement des structures renforcées et réhabilitées.

*Références
bibliographiques*

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Caluwé W. De et Begge M. Le. (2008) : Réparation et protection des ouvrages en béton (bâtiment et génie civil). Note d'information technique. Carlo De Pauw
- Denis DAVI et Benoît POULIN. (2013) : La prise en compte du risque sismique sur les Ouvrages d'Art
- Fib (fédération internationale du béton) Bulletin N°39. (2007): Seismic bridge design and retrofit – structural solutions.
- AFCG. (2003) : Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion. Documents scientifiques et techniques
- Barnes, R A. and Mays, G C. (2001): The transfer of stress through a steel to concrete adhesive bond, *Int J Adhes.*, 21, 495–502.
- Balaguru, P., Nanni, A., et Giancaspro, J. (2009): FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures- A guide to fundamentals and design for repair and retrofit. *Taylor & Francis*, London, UK, 334 p
- Benachour, A., Benyoucef, S., Tounsi, A. and AddaBedia, E A. (2008): Interfacial stress analysis of steel beams reinforced with bonded prestressed FRP plate. *J Eng. Struct.*, 30(11), 3305-3315.
- Benyoucef, S., Tounsi, A., Meftah, S AandAddaBedia, E A. (2006): Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP- RC hybrid beams. *Compos Interfaces.*, 13(7), 561–571.
- Berbain, F., Chevalier, A et Choudin, C. (1997) : Mise en œuvre des composites, Méthodes et Matériels, A 3 720, Technique de l'Ingénieur, Traité Plastiques et Composites, volume AM 5.
- Berthelot, J.M (2012) : Mécanique des Matériaux et Structures Composites. Tec & Doc Lavoisier
- Bouazaoui, Li A. (2008): Analysis of steel/concrete interfacial shear stress by means of pullout test, *Int J Adhes.*, 28, 101–108.
- Calgaro, J.A et Lacroix, R (1997) : Maintenance et réparation des ponts. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- CETE Centre d'études techniques de l'équipement. (2009) : Vérification et renforcement des piles de ponts aux chocs de véhicules lourds.
- CETU Centre d'études des tunnels. (2015) : Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers. Livre 2 : catalogue des désordres.

- Chatain, M. (2001) : Matériaux composites : présentation générale, AM 5 000, Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites, Vol. AM 6.
- Deng, J, Marcus, M.K, (2004): Stress analysis of steel beams reinforced with a bonded CFRP plate. *Comp. Struct.*, 65, 205-215.
- DAVI, D et POULIN, B. (2013) : La prise en compte du risque sismique sur les Ouvrages d'Art.
- Denton, S.N. (2001): Analysis of stresses developed in FRP plated beams due to thermal effects. *FRP compos in civil eng*, 527–536.
- Edward, G.N. (2008): *Concrete construction engineering handbook*, CRC Press.
- Fukuyama, H. and Sugano, S. (2000): Studies Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 22, pp. 59-79.
- Hamelin, P. (2002) : Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites. AM 5 615, Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites, Vol. AM 6.
- Hussain, M., Sharif, A. M., Basundul, I. A., Baluch, M. H., and Al-Salaimani,G.J, Flexural Behavior of Precracked Reinforced Concrete Beams Strengthened Externally by Steel Plates, , *ACI Structural Journal*, Vol. 92, n°1 1995.
- HassaineDaouadji, T. (2017): Analytical and numerical modeling of interfacial stresses in beams bonded with a thin plate. *Advan. Comput. Design.*, 2(1), 57-69
- Herakovich, CT. (1998): *Mechanics of fibrous composites*. USA: Wiley.
- Kara, I.F. (2016): Flexural performance of FRP-reinforced concrete encased steel composite beams”. *Struct. Eng. Mech., Int. J.*, 59(4),775-793.
- Hollaway, L.C. and Teng, J.G. (2008): *Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites*. CRC Press
- Krou, B., Bernard, F. and Tounsi, A. (2014): Fibers orientation optimization for concrete beam strengthened with a CFRP bonded plate: A coupled analytical-numerical investigation”, *Eng. Struct.*, 56, 218-227.
- Lawrence C. Bank. (2006): *Composites for construction: structural design with FRP materials*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey
- Luyckx, J. (1999) : Composites à fibres de carbone dans le génie civil, Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites, AM 5 620.
- Malek, A M., Saadatmanesh, H. and Ehsani, M R. (1998): Prediction of failure load of RC beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end. *ACI Struct J.*, 95(1), 142–152.

- Mallick, P.K. (2007): Fiber-reinforced composites, Materials, Manufacturing and Design. CRC Press
- Manoochehr Zoghi. (2014): The International Handbook of FRP Composites In Civil Engineering. CRC Press
- Menasria, A., Bouhadra, A., Tounsi, A., Bousahla, A.A. and Mahmoud, S.R. (2017), "A new and simple HSDT for thermal stability analysis of FG sandwich plates", *Steel. Compos.Struct.*, 25(2), 157-175.
- Meier, U. and Winistorfer, A. (1995): Retrofitting of structures through external bonding of CFRP sheets. Non-Metallic FRP Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of The Second International RILEM Symposium, Ghent, Belgium, edited by Taerwe, L., pp.509-516, London, UK
- Monti, G. (2003): Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP. Technical report, Teheran, 22 July 2003, 29 p
- Pakvor, A. (1995): Repair and Strengthening of Concrete Structures: General Aspects. Dans: *Structural Engineering International*, V 5, N° 2, pp: 70-73.
- Pantelides, C., Duffin, J., et Cercone, L. (2002): Phase II: seismic rehabilitation of concrete bridges - verification using in-situ tests at south temple bridge on I-15. *Construction Report*, Utah Department of Transportation-Research Division, Civil & Environmental Engineering Department, University of Utah, Salt Lake City, Utah, Report N°. UT-02.14, December 2002.
- Perumalsamy Balaguru, Antonio Nanni, and James Giancaspro. (2009): FRP Composites for Reinforced and prestressed concrete structures. A guide to Fundamentals and design for repair and retrofit. CRC Press
- Priestley. M.J.N, Seible. F, Calvi. G.M. (1996): Seismic design and retrofit of bridges. JHON WILEY & SONS, INC.
- Roberts, TM. (1989): Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams. *Struct Eng.*, 67 (12), 229–233.
- Roberts, TM. and Haji-Kazemi, H. (1989): Theoretical study of the behavior of reinforced concrete beams strengthened by externally bonded steel plates. *Proc Inst Civil Eng.*, 87(2), 39–55.
- Robinovitch, O. and Frostig, Y. (2000): Closed-form higher-order analysis of beams strengthened with FRP strips. *J Compos Constr—ASCE.*, 4(2), 65–74.
- Robinovitch, O. and Frostig, Y. (2001): Nonlinear higher-order analysis of cracked RC beams strengthened with FRP strips. *J Struct Eng— ASCE.*, 127(4), 381–389.
- Ronald F. Gibson. (1994): Principles of composites materials mechanics. Mc Graw-Hill, Inc.

- Saatcioglu, M., Yalcin, C., Mes., D et Beausejour, P. (2000): Seismic retrofit of concrete columns by external prestressing, Research report of OCEERC, Earthquake Engineering Research Centre d'Ottawa-Carleton, Université d'Ottawa, Ottawa, Canada.
- Schmit, K. (1998): Fiberglass Reinforced Plastic (FRP) piping systems designing process / facilities piping systems with FRP a comparison to traditional metallic materials. Project Engineer Specialty Plastics, Inc. Baton Rouge, LA, May 29.
- SETRA Service d'Etudes Technique des Routes et Autoroutes. Équipements et éléments de protection
- Shen, C.H, Springer. G.S. (1981): Environmental effects in the elastic moduli of composite material. Environmental Effects on composite Materials, Springer. G.S, Ed, Technomic Publishing Company, pp:94-108.
- Shen, H.S., Teng, J.G. and Yang, J. (2001): Interfacial stresses in beams and slabs bonded with a thin plate, *J. Eng Mech ASCE.*, 127(4), 399–406.
- Smith, S.T and Teng, J.G. (2001): Interfacial stresses in plated beams, *Eng. Struct.*, 23(7), 857–871.
- Smith, S.T. and Teng, J.G. (2002): FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models. *Eng Struct.*, 24(4), 385–395.
- Smith, S.T. and Teng, J.G. (2002): FRP-strengthened RC beams. II: assessment of debonding strength models. *Eng Struct.*, 24(4), 397–417.
- Stratford, T. and Cadei, J. (2006): Elastic analysis of adhesion stresses for the design of a strengthened plate bonded to a beam. *Constr Build Mater.*, 20, 34–45.
- Taljsten, B. (1997): Strengthening of beams by plate bonding, *J Mater Civil Eng ASCE.*, 9(4), 206–12.
- Touati, M., Tounsi, A. and Benguediab, M. (2015): Effect of shear deformation on adhesive stresses in plated concrete beams: Analytical solutions. *Comput. Concrete.*, 15(3), 141-166.
- Tounsi, A. (2006): Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate, *Int J Solids Struct.*, 43, 4154–4174.
- Tounsi, A, Benyoucef, S. (2007): Interfacial stresses in externally FRP- plated concrete beams, *Int. J. Adhes. Adhes.*, 27, 207–215
- Vaddadi, P. Nakamura, T and Singh, R.P. (2007): Inverse analysis to determine hygrothermal properties in fiber reinforced composites. *J. Compos. Mater.*, 41, 309–344.

- Valery V. Vasiliev, Evgeny V. Morozov. (2001): *Mechanics and Analysis of Composite Materials*. Elsevier Science Ltd.
- Varastehpour, H., Ferrier, E. et Hamelin, P. (1998) : Réparation des ouvrages en béton armé – béton précontraint par placage de matériaux composites. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, No. 3, p. 55-61, juin 1998.
- Vilnay, O. (1988): The analysis of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates. *Int J Cem Compos Light weight Concr.*, 10 (2), 73–78.
- Ye, JQ. (2001): Interfacial shear stress transfer of RC beams strengthened by bonded composite plates. *CemConcr Compos.*,23(4–5), 411–417.
- Younsi, A., Tounsi, A, Zaoui, F.Z., Bousahla, A.A., Mahmoud, S.R. (2018): Novel quasi-3D and 2D shear deformation theories for bending and free vibration analysis of FGM plates. *Geomechanics and Engineering*, 14(6), 519-532.