



République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

**Analyse d'une structure renforcée par les matériaux
composites**

Présenté Par :

- ✓ *Mesegmine Badra*
- ✓ *Houari Ilies*

Devant le jury composé de :

Pr. GUENANECH Boucif	U.B.B.A.T (Ain Témouchent)	Président
Mme ATTIA Amina	U.B.B.A.T (Ain Témouchent)	Examinatrice
Pr. AMARA Khaled	U.B.B.A.T (Ain Témouchent)	Encadreur

Année universitaire

2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*Tout d'abord ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Pr.AMARA Khaled** on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire*

Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail

Je remercie mes parents, mes frères, sœurs et toute ma famille pour leur soutien, sans leurs encouragements, je n'aurais pu mener à bien ce travail

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail

DÉDICACES

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

*Mes frères et mes sœurs **Abd El Hafid, Abd El Razek, Mouhamed, Abd El Kader, Leila, Sihem, Chaima et Rayhan***

*Toute la famille **MESEGMI NE** sans exception*

*Tous mes amis : **Bouchra, Meriem, Imed et Ikram***

Tous ceux qui nous sont très chers.

" و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و اليه انيب "

M.Badra

DÉDICACES

A mes chers parents A toute ma famille

A tous ceux qui me sont chers

A tous mes amis

Je dédie le fruit de mes ans d'études

H .Ilies

Résumé

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 le but d'améliorer les performances et de prolonger la durée de vie des ouvrages existants avec une qualité satisfaisante. Le renforcement par collage des plaques 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.

Notre objectif consiste à étudier le comportement d'une poutre en béton armé renforcée par une plaque en matériau composite. Ce travail est basé sur un modèle théorique pour estimer les contraintes d'interface normales et de cisaillement développées entre la poutre et le renfort.

Mots clés : contraintes d'interface ; poutre en béton armé ; composite.

Abstract

Over the past few decades, reinforcement and rehabilitation works for all types of civil engineering structures have increased considerably with the aim of improving the performance and extending the life of existing structures with satisfactory quality. Reinforcement by gluing sheets into concrete or structural steel structural members has been developed and applied all over the world due to the limitations of older technologies. Better reinforcement requires a good knowledge of the properties of the materials of the part to be reinforced as well as the materials used in this technique.

Our objective is to study the behavior of a reinforced concrete beam reinforced by a sheet of composite material. This work is based on a theoretical model to estimate the normal and shear interfacial stresses developed between the keel and the reinforcement.

Keywords: interface limitations; assembled reinforced concrete beam.

ملخص

على مدى العقود الماضية، زادت أعمال التعزيز وإعادة التأهيل لجميع أنواع هياكل الهندسة المدنية بشكل كبير بهدف تحسين الأداء وإطالة عمر الهياكل القائمة بجودة مرضية. تم تطوير وتطبيق التعزيزات عن طريق لصق الصفائح في عناصر الهياكل الخرسانية أو الهيكلية الفولاذية في جميع أنحاء العالم بسبب قيود التقنيات القديمة. يتطلب التعزيز الأفضل معرفة جيدة بخصائص مواد العنصر المراد تقويته وكذلك المواد المستخدمة في هذه التقنية. هدفنا هو دراسة سلوك العارضة الخرسانية المسلحة المقواة بصفحة من مادة مركبة. يعتمد هذا العمل على نموذج نظري لتقدير الضغوط البينية العادية والقصية التي تم تطويرها بين العارضة والتعزيز.

الكلمات المفتاحية: اجهادات الواجهة، رافدة الخرسانة المسلحة، مادة مركبة.

Liste des notations

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
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
 $\varepsilon_1(x)$: Déformation due aux sollicitations longitudinales dans l'adhérent 1
 $\varepsilon_2(x)$: Déformation due aux sollicitations longitudinales dans l'adhérent 2
 σ : Contrainte de cisaillement
 $\sigma(x)$: Contraintes d'interface normales
 $\tau(x)$: Contraintes d'interface de cisaillement

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale 1

Chapitre I: Généralités sur le renforcement et la réhabilitation des structures

I.1) Introduction 3

I.2) Causes des désordres dans les ouvrages 3

I.2.1) Les réactions chimiques 3

I.2.1.1) La carbonatation 3

I.2.1.2) l'alcali-réaction 4

I.2.1.3) Les attaques des sulfates 5

I.2.1.4) Les réactions des chlorures 5

I.2.1.5) La corrosion 5

I.2.2) Désordres d'origine mécanique 7

I.2.2.1) Le séisme 7

I.2.2.2) Le choc 9

I.2.2.3) L'incendie 9

I.2.2.4) La variation de la température 11

I.2.2.5) Le tassement différentiel 11

I.2.2.6) La fatigue des matériaux 12

I.2.3) Désordres d'origine physique 13

I.2.3.1) Le retrait	13
I.2.3.2) Le gel-dégel	14
I.2.3.3) Erreurs de conceptions	15
I.2.3.4) Erreurs de calculs	15
I.2.3.5) Erreurs d'exécution	15
I.3) Méthodes de renforcement des ouvrages	15
I.3.1) Le chemisage	15
I.3.2) Chemisage en acier	16
I.3.3) Chemisage en béton	17
I.3.4) Le renforcement avec plaques en acier	18
I.3.5) Le renforcement par matériaux composites	19
I.3.6) Le renforcement par précontrainte externe	19
I.4) Conclusion	22

Chapitre II : Les matériaux composites

II.1) Introduction	23
II.2) Les constituants des matériaux composites	23
II.2.1) Les résines	23
II.2.1.1) Les résines thermodurcissables	24
a) Les résines polyesters	24
b) Les résines phénoliques	24
c) Les résines époxydes	24

II.2.1.2) Les résines thermoplastiques	25
II.2.1) Les charges et les additifs	26
II.2.3) Les renforts	26
II.2.3.1) Les fibres de verres	26
II.2.3.2) Les fibres de carbone	27
II.2.3.3) Les fibres d'aramides	28
II.2.3.4) Les formes de renforts	29
a) Forme linéique	29
b) Forme surfacique	29
c) Forme multidirectionnelle	32
II.2.4) Architecture des matériaux composites	32
II.2.4.1) Définition du pli	32
II.2.4.2) Les composites stratifiés	32
II.2.4.3) Les composites sandwiches	34
II.3) Propriétés des composites	36
II.3.1) Introduction	36
II.3.2) La fraction volumique	37
II.3.3) La densité	38
II.3.4) Modules de Young et coefficients de Poisson	38
II.3.5) Propriétés thermiques	40
II.3.6) Propriétés hygroscopiques	40

II.4) Procédés de mise en œuvre des renforts composites	41
II.4.1) Notion de multicouches composites pour la réparation des ouvrages	41
II.4.2) Différentes techniques de mise en œuvre	42
II.4.2.1) Mise en œuvre par moulage au sac	42
II.4.2.2) Mise en œuvre par stratification directe	42
II.4.2.3) Collage de plaques composites.....	43
II.4.2.4) Enroulement filamentaire	44
II.4.2.5) Produit pultrudés	45
II.5) Conclusion	46
 <u>Chapitre III: Le comportement d'une structure renforcée par les matériaux composites</u>	
III.1) Introduction	47
III.2) Méthode théorique	47
III.3) Contraintes d'interface de cisaillement	48
III.4) Contraintes d'interface normales	52
III.5) Analyse des contraintes pour différente cas de charges	54
a) Cas d'une charge uniformément répartie	54
b) Cas d'une seule charge concentrée	55
c) Cas deux charges concentrées symétriques	57

Chapitre IV: Analyse des résultats

IV.1) Résultats et discussion de la solution analytique	59
IV.2) Effets de la rigidité de la plaque	59
IV.3) Effets de la rigidité de la poutre	60
IV.4) Effets de la rigidité de l'adhésive	62
IV.5) Effets de l'épaisseur de la plaque	63
IV.6) Effets de l'épaisseur de la couche adhésive	64
IV.7) Conclusion	65
<i>Conclusion générale</i>	67
<i>Annexe</i>	69
<i>Références Bibliographiques</i>	72

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur le renforcement et la réhabilitation des structures

Figure I.1: Faïençage résultant d'une alcali-réaction.....	4
Figure I.2: Corrosion des armatures d'une pile de pont.....	7
Figure I.3: Ruptures par cisaillement des piles (Taiwan, 1999).....	8
Figure I.4: Echappement d'appui (Chili, 2010).....	8
Figure I.5: Effondrement d'un pont lors d'un violent choc de poids lourd.....	9
Figure I.6: Béton faïencé dans un tunnel suite à un incendie.....	10
Figure I.7: Fissures en forme d'escalier sur un mur de bâtiment.....	11
Figure I.8: Écaillage et éclatement de béton sur corniche de tablier.....	14
Figure I.9: Chemisage par acier [Priestley 1996].....	16
Figure I.10: Chemisage par acier d'une colonne rectangulaire.....	17
Figure I.11: Chemisage en béton d'un poteau en béton armé.....	18
Figure I.12: Renforcement par plaque d'acier.....	18
Figure I.13: Renforcement avec plaques en PRF.....	19
Figure I.14: Renforcement d'une colonne circulaire par précontrainte additionnelle [Saatcioglu et al. 2000].....	20
Figure I.15: Renforcement d'une colonne carrée par précontrainte additionnelle – coupe transversale [Saatcioglu et al. 2000].....	21
Figure I.16: Renforcement d'une colonne carrée par précontrainte additionnelle– coupe longitudinale [Saatcioglu et al. 2000].....	21

Chapitre II : Les matériaux composites

Figure II.1: Matériau composite	23
Figure II.2: Chaîne et trame d'un tissu.....	29
Figure II.3: L'armure taffetas.....	30
Figure II.4: L'armure sergé.....	31
Figure II.5: L'armure satin.....	31
Figure II.6: Composite unidirectionnel (pli).....	32
Figure II.7: Angle des plis θ	33
Figure II.8: Exemples d'empilement.....	33
Figure II.9: Types de stratifiés.....	34
Figure II.10: Matériau sandwiches à âme pleine.....	35
Figure II.11: Matériau sandwiches à âme creuse.....	35
Figure II.12: Principe d'une réparation par matériaux composites.....	41
Figure II.13: Moulage au sac de tissus préimprégnés.....	42
Figure II.14: Confinement de colonnes (Pantelides et al. 2002).....	43
Figure II.15: Poutres de pont en béton armé renforcées par collage de plaques.....	43
Figure II.16: Procédé de l'enroulement filamentaire.....	44
Figure II.17: Schéma du procédé de pultrusion (GangaRao et al. 2007).....	46

Chapitre III: Le comportement d'une structure renforcée par les matériaux composites

Figure III.1 : poutre renforcée par collage d'une plaque.....	47
Figure III.2 : Segment différentiel de la poutre renforcée.....	48
Figure III.3 : Poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie.....	54
Figure III.4 : Poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée.....	56
Figure III.5 : Poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrées.....	57

Chapitre IV : Analyse des résultats

Figure IV.1 : Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en composite sous charge uniformément répartie.....	60
Figure IV. 2 : Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en composite sous charge uniformément répartie.....	60
Figure IV.3 : 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 uniformément répartie.....	61
Figure IV.4 : 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 uniformément répartie.....	61
Figure IV.5 : 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 uniformément répartie.....	62
Figure IV.6 : 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 uniformément répartie.....	62
Figure IV.7 : Effet de l'épaisseur de la plaque sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.....	63
Figure IV.8 : Effet de l'épaisseur de la plaque sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.....	64
Figure IV.9 : Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.....	65
Figure IV.10 : Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes normales pour une Poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.....	65

Liste des tableaux

Chapitre II : Les matériaux composites

Tableau II.1 : Caractéristiques des résines thermodurcissables.....

Tableau II.2 : Propriétés des fibres de verre.

Tableau II.3 : Propriétés des fibres de carbone.

Tableau II.4 : Propriétés mécaniques typiques des composites

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

Chapitre IV : Analyse des résultats

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

Introduction générale

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.

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).

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels ; Ils apportent de nombreux avantages : rigidité, résistance mécanique et chimique, maintenance réduite, liberté de formes. Ils permettent d'augmenter la durée de vie de certains équipements grâce à leurs propriétés mécaniques et chimiques. L'inconvénient majeur des matériaux composites est de créer des concentrations des contraintes au niveau des interfaces entre les couches en raison de changement brutal des propriétés mécaniques d'une couche à l'autre.

Le but de ce travail est d'analyser les contraintes d'interfaces des structures renforcées par les matériaux composites.

Ce travail est composé de quatre chapitres qui se résumant comme suite :

L'aspect théorique comprend deux chapitres :

Dans le premier chapitre nous avons une généralité sur les renforcements et la réhabilitation des structures.

Le deuxième chapitre on a essayé de définir d'une manière générale les matériaux composites ainsi que leurs domaines d'utilisation et mode de fabrication.

L'aspect analytique est scindé en deux chapitres :

Le troisième chapitre portera sur l'hypothèse de la solution analytique.

Au quatrième chapitre est réservé pour analyser, valider et commenter les résultats trouvés.

En fin, ce travail se terminer par une conclusion générale.

Chapitre I

*Généralités sur le
renforcement et la
réhabilitation des
structures*

I.1) Introduction :

La durabilité d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres dont la qualité de sa conception, des matériaux utilisés, de sa réalisation ainsi que des diverses conditions d'usage, d'exploitation et de maintenance. Le béton armé est le matériau de base le plus utilisé dans le génie civil depuis plus d'un siècle. Il peut se dégrader et perdre une part de ses propriétés sous l'influence de multiples causes.

Compte tenu du coût des structures de génie civil, il est important de pouvoir les réparer afin d'augmenter leur durée de vie. Le choix de la méthode de réparation et des matériaux à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction, des conditions de chantier et des contraintes de site.

De nombreuses solutions techniques sont disponibles et maîtrisées, elles ont fait la preuve de leur efficacité et répondent à l'ensemble des problèmes potentiels rencontrés sur les matériaux ou sur les structures. Il convient de choisir la solution technique adaptée à la pathologie à traiter, après un diagnostic complet et précis des désordres, de leurs causes et de leurs évolutions.

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 l'acier.

I.2.1.1) La carbonatation :

La carbonatation est un phénomène chimique présent dans l'épiderme du béton tout au long de sa vie.

La combinaison de l'hydrate de chaux (contenu dans le ciment) et de l'acide carbonique de l'air forme de calcaire en libérant de l'eau, le pH du béton baisse et la corrosion des aciers commence.

A partir d'une distance de 25 à 30 mm à l'intérieur du béton, il n'y a plus d'échange gazeux grâce aux dépôts de calcaire de la pâte du ciment. Le pH reste stable à une valeur d'environ 11. La corrosion ne se manifeste pas.

Compte tenu de l'absence d'échanges gazeux, les bétons immergés ne carbonatent pas. Il est à remarquer que des manifestations de carbonatation peuvent survenir sur des faces intérieures de béton lors de climatisation et d'humidification de l'air ambiant.

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(FigureI.1). Afin d'éliminer cette réaction, il est conseillé d'utiliser des granulats non réactifs.



Figure I.1: Faïençage résultant d'une alcali-réaction

I.2.1.3) Les attaques des 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 réactions 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 (délamination)

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 dus 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 fléchissant 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

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 (Taiwan, 1999)



Figure I.4: Echappement d'appui (Chili, 2010)

I.2.2.2) Le choc :

Des désordres importants peuvent 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... (FigureI.5).



Figure I.5: Effondrement d'un pont lors d'un violent choc de poids lourd

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 (FigureI.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 décohesion 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

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 :

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

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

I.2.3.3) 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.2.3.4) 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.

I.2.3.5) 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.3.2) 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 12.5mm à 25 mm (Figure I.9) (Priestley, 1996). Ce vide doit être rempli de coulis de ciment pour assurer une continuité entre le béton et l'acier de la chemise. En cas de colonnes rectangulaires, le 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.

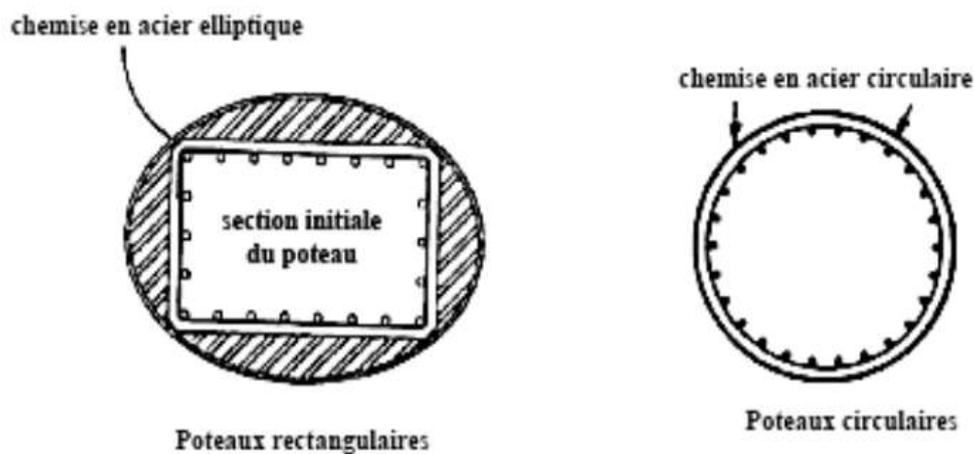


Figure I.9: Chemisage par acier [Priestley 1996]

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).

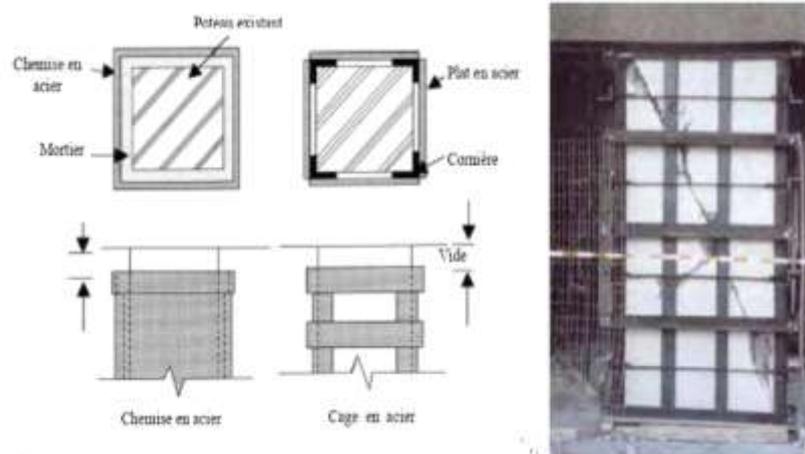


Figure I.10: Chemisage par acier d'une colonne rectangulaire

I.3.3) 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 coûteuse 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.3.4) 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.

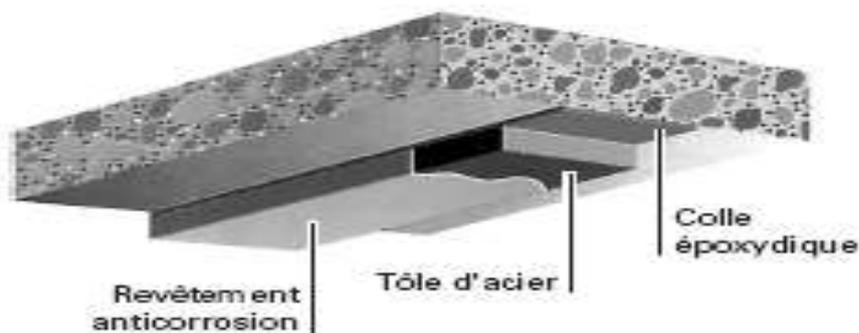


Figure I.12:Renforcement par plaque d'acier

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) dans empêcher ce décollement de la plaque où il a été proposé d'ancrer les plaques aux extrémités par boulonnage dans le béton.

I.3.5) 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 PRF

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.

I.3.6) 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 le 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 (FigureI.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).

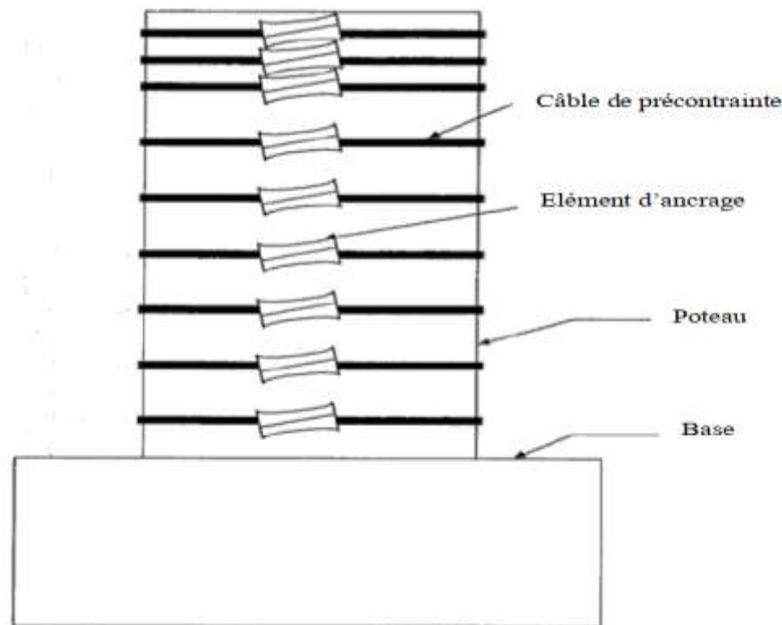


Figure I.14: Renforcement d'une colonne circulaire par précontrainte additionnelle [Saatcioglu et al. 2000]

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 (FigureI.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]

I.4) Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre les causes fondamentales 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 joue un rôle fondamental de dégradation des ouvrages d'art. 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.

En 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 acier ou en béton est une méthode traditionnelle et les plus utilisées pour renforcer ou réparer les éléments en béton armé.

Le renforcement par plaque en acier est une ancienne méthode qui présente des difficultés de réalisation. Elle présente aussi un grand problème de corrosion lorsque la plaque en acier n'est pas bien protégée.

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

Chapitre II

Les matériaux composites

II.1) Introduction :

Les matériaux utilisés dans les structures peuvent être divisés en quatre catégories : métaux, polymères, céramiques et composites. Un matériau composite est un assemblage d'au moins deux matériaux non miscibles (mais ayant une forte capacité d'adhésion). Il constitue un matériau aux propriétés supplémentaires que chaque élément seul ne possède pas. Il est utilisé dans la construction de structures en béton composées principalement de gravier, ciment et sable.

Un matériau composite est constitué d'une ossature souvent sous forme de fibres appelée renfort qui assure la tenue mécanique, et d'une protection du renfort appelée matrice, qui permet aussi d'obtenir une cohésion de la pièce et de transmettre les efforts mécaniques au renfort.

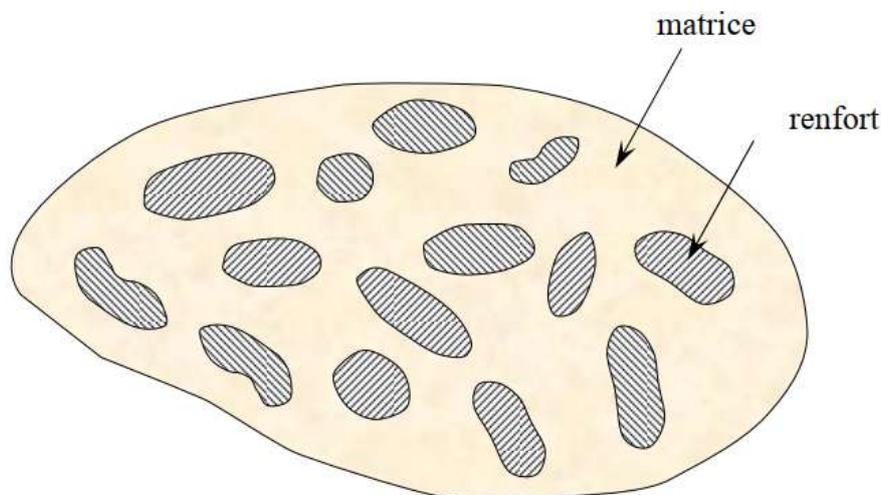


Figure II.1: Matériau composite

II.2) Les constituants des matériaux composites :

II.2.1) Les résines

La résine est utilisée pour coller les renforts, Transfère les pressions externes aux renforts, Pour le protéger des attaques chimiques et de l'humidité et pour protéger les fibres des dommages mécaniques; par exemple à l'abrasion (Mallick, 2007). Critères très importants dans le choix de la résine. La masse volumique doit être faible pour maintenir les propriétés mécaniques élevées des véhicules et minimiser le poids total.

Cependant, les résines qui répondent à ces limitations sont les polymères les plus couramment utilisés dans les travaux de génie civil (Manoochehr, 2014).

Les polymères sont classés en deux grandes familles :
La résine thermoplastique : la capacité d'être moulée plusieurs fois par chauffage et refroidissement successifs.

La résine thermodurcissable : ne peut être formée qu'une seule fois mais ces propriétés mécaniques sont supérieures à celles de la résine thermoplastique. En raison de cette meilleure performance Les résines thermoplastiques sont les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites malgré leur coût élevé.

II.2.1.1) Les résines thermodurcissables :

Les résines la plus largement utilisée dans les travaux de renforcement et de réhabilitation Pour les ouvrages de génie civil, Car les propriétés mécaniques dépassent largement celles des résines thermoplastiques en termes de résistance mécanique et chimique, de stabilité thermique et de durabilité. où Comprend : polyester, époxy et phénolique.

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

d) Les résines polyesters :

Les résines les plus économiques. Ces résines vérifient les propriétés allant de la flexibilité et de l'élastique à la dureté et à la fragilité. 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).

e) Les résines phénoliques :

Les résines phénoliques sont plus flexibles et présentent une résistance à la fissuration plus élevée que les résines polyester. De plus, ces performances sont similaires à celles du polyester. Parmi les avantages des résines phénoliques qui

justifient leur coût élevé, nous mentionnons : la meilleure résistance à la corrosion et aux agressions chimiques, les meilleures propriétés mécaniques comme la résistance à la traction, la résistance aux chocs et la résistance à la fatigue.

f) Les résines époxydes :

Les résines époxy sont plus performantes que les autres types de résines en termes de propriétés mécaniques et de résistance aux agressions environnementales. Parmi les avantages des résines époxy (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 cout 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 :

Il est rarement utilisé dans les travaux de génie civil en raison de sa faible résistance chimique, de son retrait élevé et de sa faible ténacité. Les résines thermoplastiques comprennent : les polyéthylènes, les polycarbonate, les polychlorures, les polystyrènes, son avantage est son faible coût. Cela a conduit à son développement limité. En

comparaison avec les résines thermodurcissables, le tableau II.1 montre que les résines thermoplastiques présentent une rigidité et une résistance faible.

II.2.1) Les charges et les additifs :

Des charges et des additifs peuvent être ajoutés à la résine pour améliorer les propriétés mécaniques et physiques du matériau composite. Les charges maximisent les propriétés mécaniques (résistance à la traction, à la flexion et à la compression) et aident à éviter la décomposition de la résine. Les charges les plus couramment utilisées sont le carbonate de calcium, car elles réduisent le coût et le retrait des résines, et le silicate d'aluminium, offrent une résistance à la corrosion et améliorent les propriétés électriques. Les additifs facilitent la formation et la libération de la résine, réduisent le retrait et améliorent la résistance à la température, à l'humidité et aux attaques chimiques.

II.2.3) Les renforts :

Les principaux composants des matériaux composites sont les fibres. Son rôle principal est de résister à la majorité des charges qui entrent en contact avec le composé. Le type, la taille, la longueur et la direction des fibres affectent de manière significative les propriétés du composé, 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 utilisées sont :

Les fibres de verres, les fibres de carbone et les fibres d'aramide.

II.2.3.1) Les fibres de verres :

La fibre de verre est la fibre la plus couramment utilisée dans les polymères de renforcement. Il a un faible coût, une résistance élevée à la traction, une résistance chimique et une résistance aux températures élevées. Les inconvénients sont un module de traction relativement faible, une densité élevée, une susceptibilité à l'usure lors de la mise en œuvre qui réduit souvent la résistance à la traction, une résistance à la fatigue relativement faible et une fragilité.

Plusieurs types de fibres de verre, avec différentes épaisseurs allant de 3 à 24 μm , sont utilisés dans les polymères, à savoir : les fibres de verre E, les fibres de verre S et les fibres de verre C.

- Les fibres de verres E : Elles sont les plus utilisées dans les travaux de génie civil grâce à leurs propriétés de conductivité non électrique ainsi que le coût le plus bas des autres types de fibres S et C.
- Les fibres de verres S : Ils ont été initialement développés pour l'espace. Ce type se distingue des autres types par une résistance à la traction élevée par rapport aux fibres E et C. Cette performance rend le coût de ce type plus élevé.
- Les fibres de verre C : Ces fibres sont particulièrement utilisées dans une situation où une forte résistance à l'abrasion est requise.

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 en ce qui concerne les valeurs de module de traction allant de 207 à 1035 GPa (Malik, 2007). Il a une faible densité, un faible coût, une résistance élevée à la traction et à la compression et une contrainte de traction à la rupture plus élevée par rapport aux fibres à module élevé, ainsi qu'une résistance à haute température car ses propriétés mécaniques peuvent être maintenues jusqu'à environ 1500 ° C (Berthelot, 2012). Les principaux inconvénients de ce type de fibre sont son coût élevé et sa faible résistance aux chocs (Balaguru et al, 2009).

Les diamètres des fibres de carbone varient généralement de 5 à 10 micromètres. Ses propriétés varient de la direction longitudinale à la direction transversale.

Ces fibres se distinguent par leur teneur en carbone plus ou moins élevée, qui modifie le module d'élasticité, la résistance à la traction et les allongements. À cette fin, les fibres de carbone sont fabriquées pour différentes classes de module d'élasticité, comme 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'aramide à hautes propriétés mécaniques sont connues sous le nom de Kevlar. Ces fibres ont la densité la plus faible et le rapport résistance/poids le plus élevé par rapport aux autres fibres de renforcement. Elle est 43 % plus légère que la fibre de verre et environ 20 % plus légère que la fibre de carbone (Balaguru et al, 2009). En plus d'une grande résistance à la traction, il offre une bonne résistance à l'abrasion et aux chocs, une bonne résistance à la fatigue et une bonne résistance à la température et aux agressions chimiques. Ses inconvénients sont une faible résistance à la compression et au cisaillement, il n'est donc pas souvent utilisé dans les PRF destinés au renforcement des ouvrages de génie civil. La densité des fibres est de l'ordre de 1.4g/cm³. 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.).

d) 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.

e) Forme surfacique :

Les différentes formes de surface que peuvent former les fils sont de différents types : nattes, tissus ou bandes. Les nattes sont des couches de fils continus ou discontinus sans direction précise. Un tissu est défini comme un long assemblage de fibres de carbone, d'aramide, de verre ou autres, ou une combinaison de ces fibres, pour produire une ou plusieurs couches de fibres. 2 se compose d'un groupe de fils parallèles appelés la chaîne et d'un groupe de fils qui se croisent avec des fils de chaîne appelés la trame.

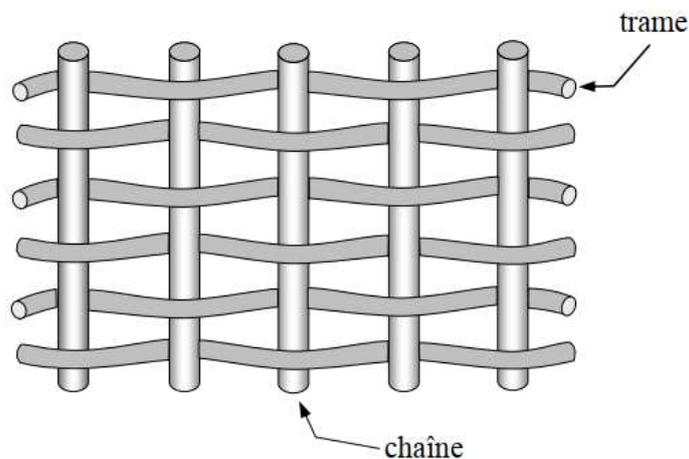


Figure II.2: Chaîne et trame d'un tissu

Les tissus sont classés selon le type de fil et les différents motifs d'entrelacement (tissages) utilisés pour maintenir les fibres ensemble. Plusieurs types de tissus sont utilisés. Les mailles les plus simples telles que le taffetas, le sergé et le satin sont les plus couramment utilisées

- **L'armure taffetas :**

C'est le tissage le plus simple du fait de l'entrecroisement alterné et régulier de la chaîne et de la trame qui produit deux faces égales formant un patchwork avec l'armure des fibres à 90° (Fig. II. 3). Ce type de tissu se caractérise par une faible déformation et une bonne stabilité dimensionnelle. De plus, ils sont légèrement frangés lorsqu'ils sont coupés et difficiles à plier ce qui nécessite leur utilisation sur des surfaces planes.

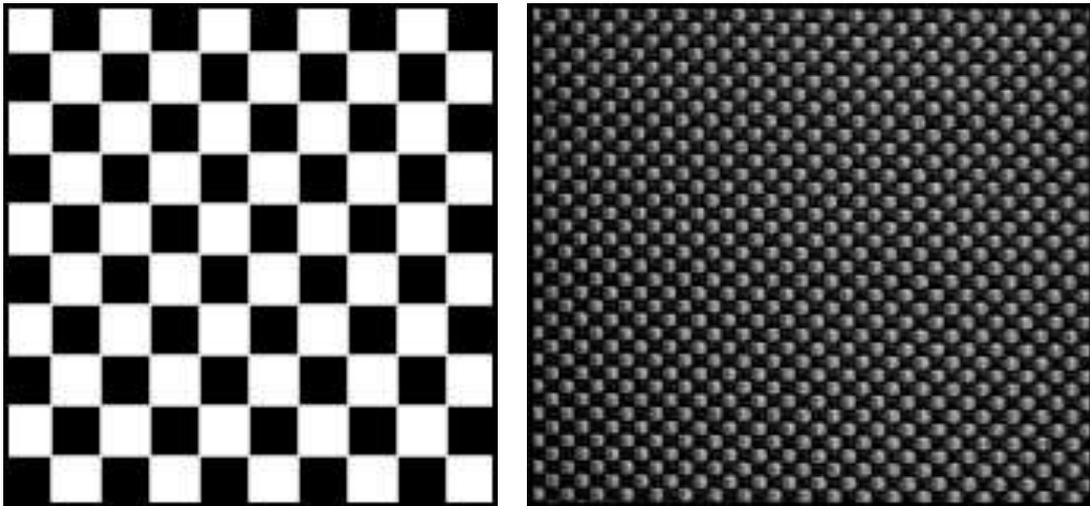


Figure II.3: L'armure taffetas

- **L'armure sergée :**

Dans ce type, le fil de torsion ne passe pas sous et sur chaque fil de trame mais passe alternativement sur un fil de trame puis sous deux fils de trame (Fig. II.3). Les tissus en coton sont les plus couramment utilisés en raison de leur meilleure résistance à l'usure que le taffetas.

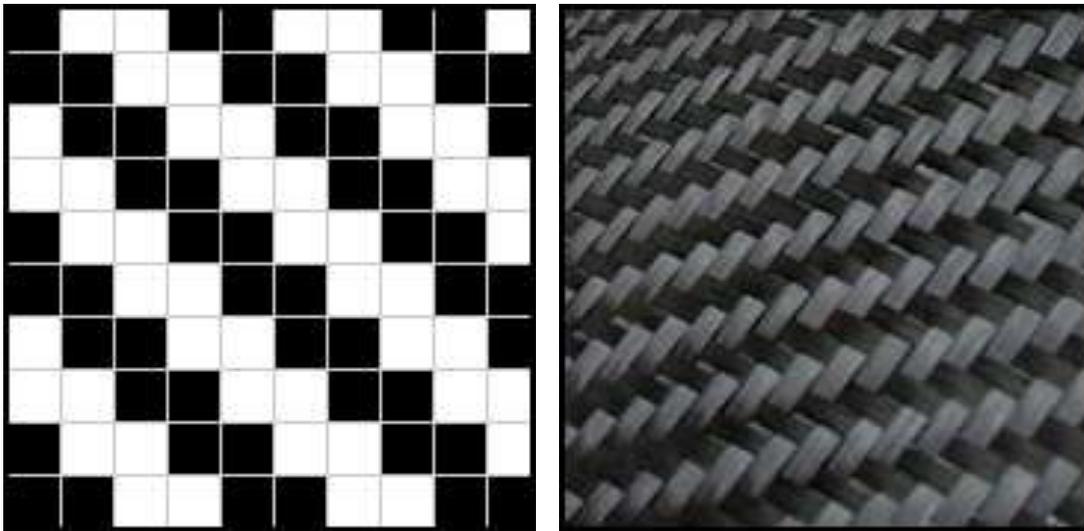


Figure II.4: L'armure sergée

- **L'armure satin :**

Dans ce cas, les filaments de trame sautent par-dessus les filaments de chaîne comme le montre la figure (FigII.5). Les tissus en satin sont conçus pour produire moins d'intersection de chaîne et de trame. Par conséquent, ce tissu est très souple et facile à plier, et donc très réactif dans les formes sphériques.

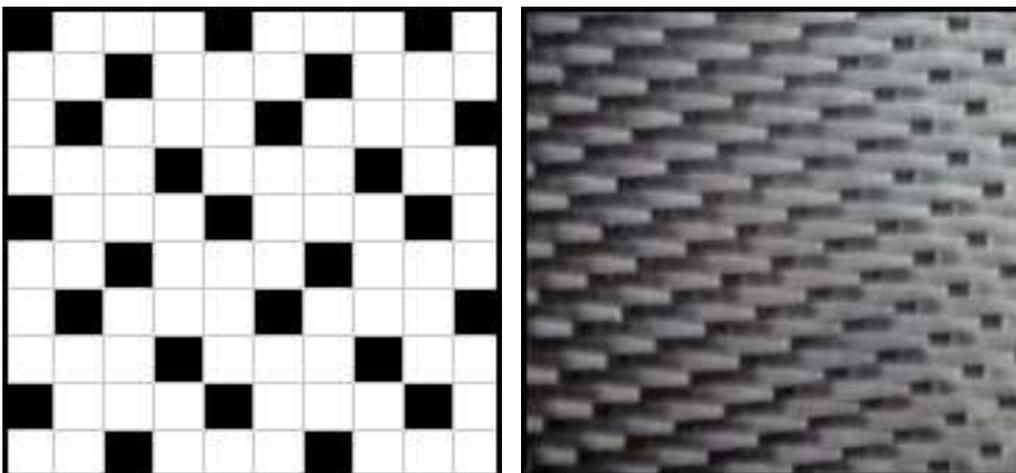


Figure II.5: L'armure satin

f) Forme multidirectionnelle :

Les tissus linéaires et superficiels sont faibles dans le sens de l'épaisseur. A cet effet, d'autres armures avec des fils de plusieurs directions peuvent être utilisées pour apporter des améliorations aux propriétés des tissus. Cette texture comporte un certain nombre de directions 3D, 4D, etc. la plus simple est la forme 3D

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 se compose de plusieurs fibres parallèles intégrées dans un réseau d'un diamètre de fibre de 10 μm . Il est caractérisé par la direction longitudinale, qui est la direction des fibres, et la direction transversale, qui est la direction verticale des fibres.

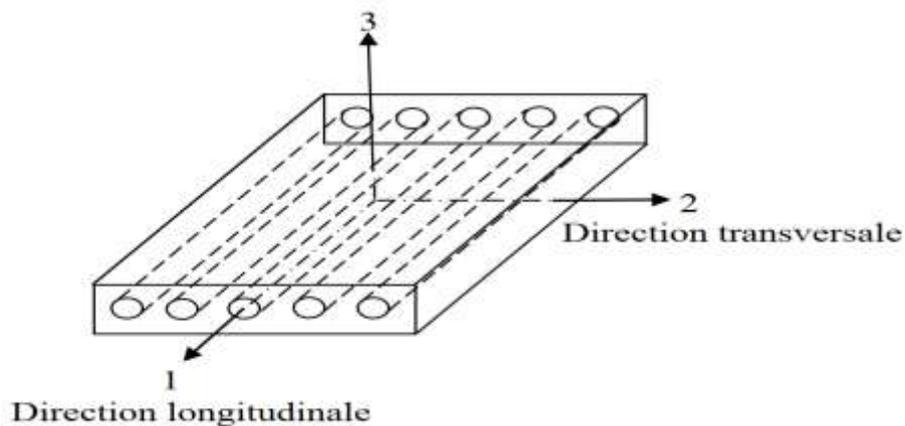


Figure II.6: Composite unidirectionnel (pli)

II.2.4.2) Les composites stratifiés :

Un stratifié est obtenu par empilement de plusieurs couches, généralement à renfort unidirectionnel ou toile, disposées dans des directions différentes et qui sont collées entre elles. Les stratifiés sont classés selon 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).

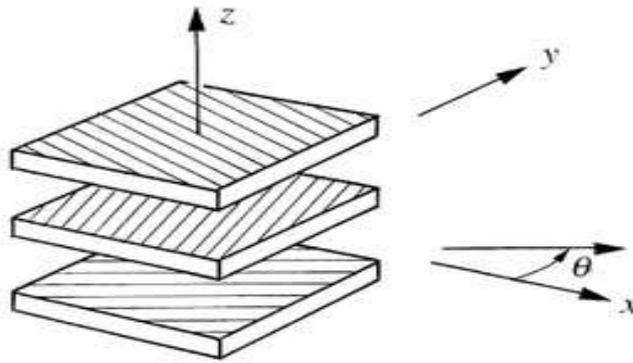


Figure II.7: Angle des plis θ

- 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 :

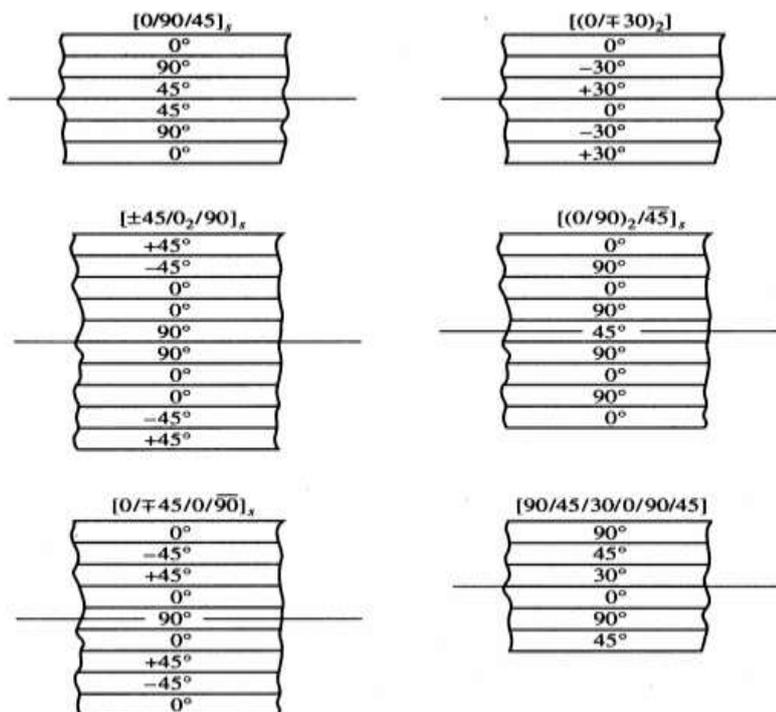


Figure II.8: Exemples d'empilement

Stratifié symétrique : la disposition des plis est symétrique par rapport au plan moyen qui passe au intermédiaire 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° .

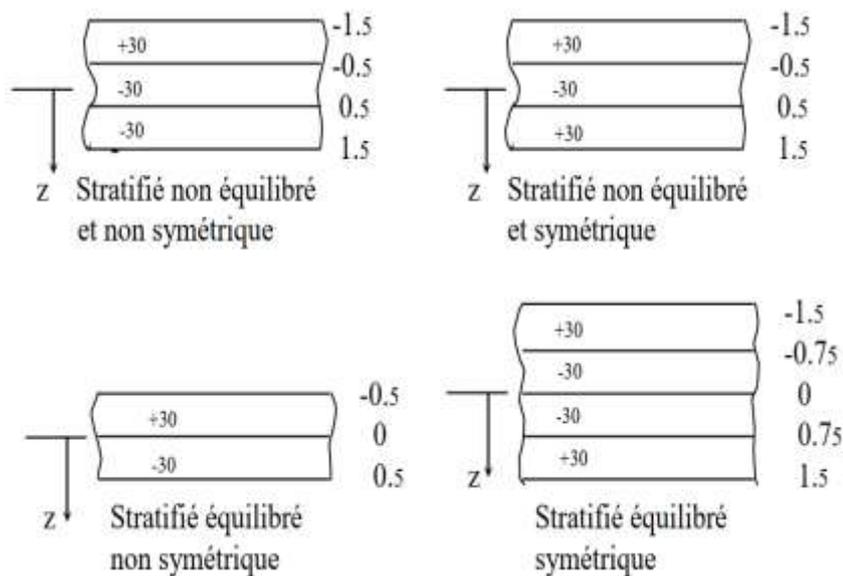


Figure II.9: Types de stratifiés

II.2.4.3) Les composites sandwichs :

Ce composé forme une classe spéciale de matériaux composites et son application s'est généralisée en raison de sa résistance élevée et de sa résistance à la flexion améliorée.

Il résulte de l'assemblage de deux fines feuilles, appelées peaux, sur une couche un peu plus épaisse appelée l'âme ou le cœur.

Les peaux, qui présente de meilleures caractéristiques de résistance et de rigidité, est généralement 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 métalliques ou un profilé ondulé comme c'est représenté sur la figure (Figure II.11).

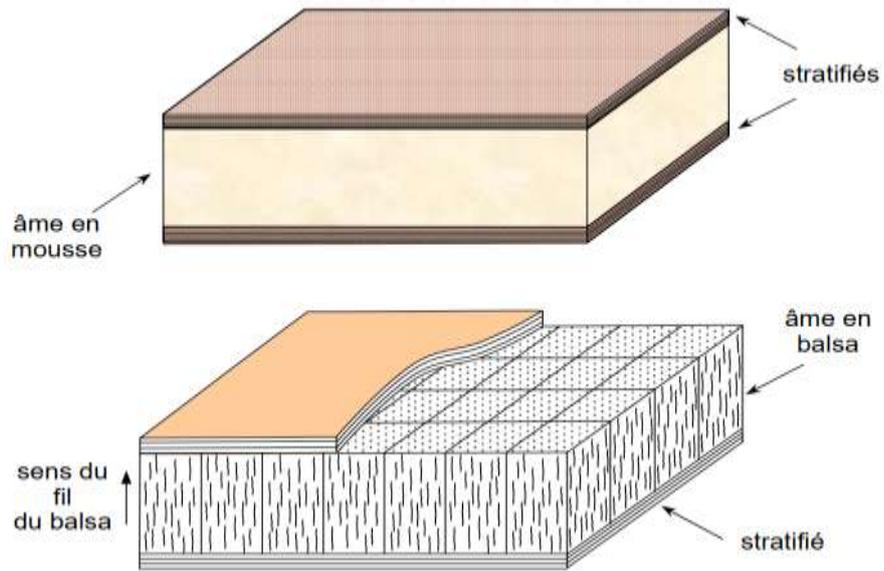


Figure II.10: Matériau sandwiches à âme pleine

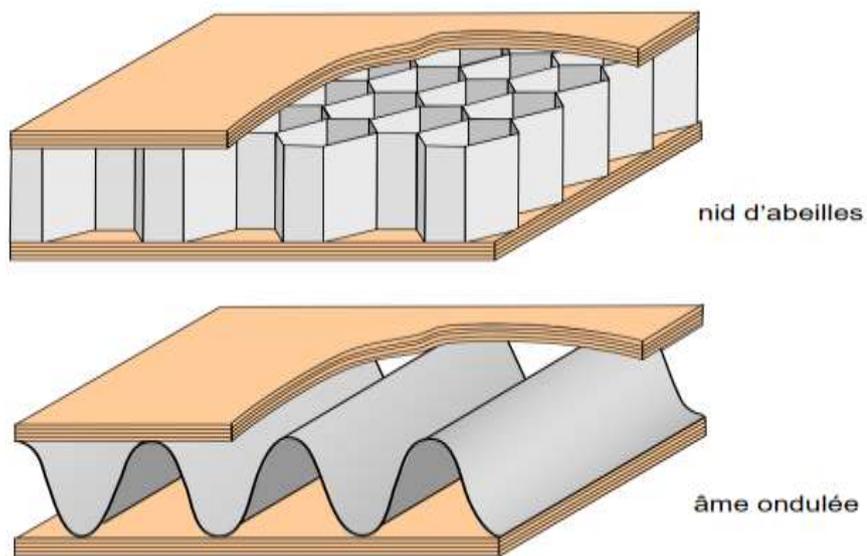


Figure II.11: Matériau sandwiches à âme creuse

Les peaux et l'âme Ils doivent être fixés avec un adhésif pour faciliter le mécanisme de transfert de charge entre les composants. Cette formulation spéciale offre des 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 largement du type, de la qualité et de l'orientation des fibres, de la matrice utilisée et du rapport du volume de fibres 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 de nombreuses expressions en élasticité linéaire pour décrire le comportement d'une substance : Le comportement anisotrope nécessite différentes propriétés dans différentes directions, Le comportement orthogonal présente trois niveaux orthogonaux de symétrie des propriétés d'un matériaux, Le comportement isotrope transversal, qui est l'état des composés, présente des niveaux infinis de symétrie autour de l'axe des propriétés des matériaux et le comportement isotrope présente des niveaux infinis de symétrie des propriétés des matériaux

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 $G_{23}=E_2/2(1+\nu_{23})$.

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 :

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m \quad (\text{II.3})$$

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 :

$$\nu_{12} = \nu_f V_f + \nu_m V_m = \nu_{13} \quad (\text{II.3})$$

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

$$\nu_{12} = \nu_m \quad (\text{II.4})$$

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 :

$$\nu_{21} = \nu_{12} \frac{E_T}{E_L} \quad (\text{II.5})$$

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 :

$$\alpha_L = \frac{1}{E_L} (V_f E_f \alpha_f - V_m E_m \alpha_m) \quad (\text{II.5})$$

α_T peut être donné par la relation de Schopery :

$$\alpha_T = (1 + \nu_f) \alpha_f V_f + (1 + \nu_m) \alpha_m V_m - \alpha_L \nu_{12} \quad (\text{II.6})$$

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 :

$$\beta_T = \beta_m V_m (1 + \nu_m) \quad (\text{II.7})$$

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.

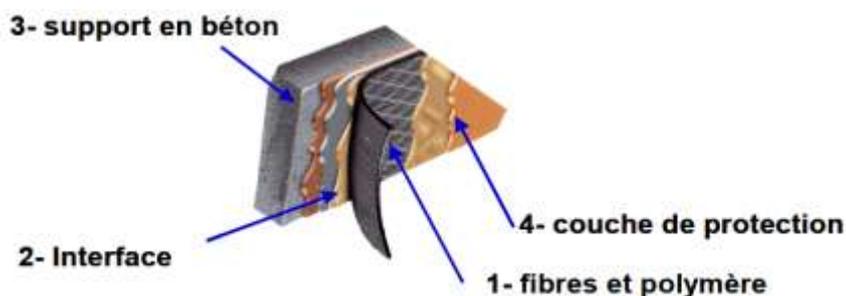


Figure II.12: Principe d'une réparation par matériaux composites

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 propriétés mécaniques élevées à court terme tout en maîtrisant les conditions de mise en œuvre et donc un haut niveau de performances immédiates et différées. Après rechargement de la surface en béton (injection de fissures, sablage, application de mortier polymère), les couches de tissus pré-imprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Un bonnet chauffant est ensuite placé à la surface des tissus et une enveloppe étanche est fixée à une pompe à vide permettant d'appliquer une pression extérieure pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation (Fig. 13.2).

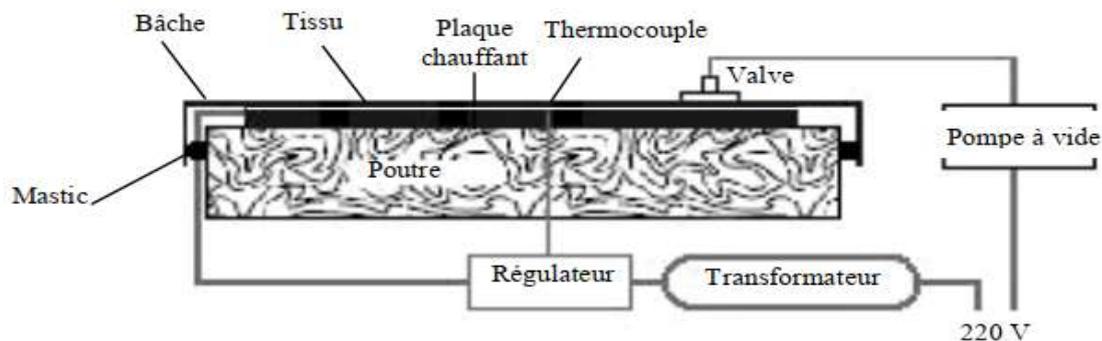


Figure II.13: Moulage au sac de tissus préimprégnés

II.4.2.2) Mise en œuvre par stratification directe :

En utilisant des matériaux qui polymérisent à température ambiante, un laminage direct (laminage par contact) peut être réalisé, sous réserve des 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 se caractérise par une mise en œuvre simplifiée (Fig. 14.2), mais le ferrailage gagne toute sa résistance après 1 semaine, et le contrôle qualité de la pose doit être minutieux selon les conditions de mise en œuvre.



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

II.4.2.3) Collage des plaques composites :

Cette méthode se caractérise par le revêtement de panneaux composites, qui sont collés à la surface avec de la colle époxy. Les plaques sont en carbone ou en verre et fabriquées par pultrusion. Ces panneaux peuvent être pré-étirés en utilisant de nouvelles techniques de traitement (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.4.2.4) Enroulement filamentaire :

Ceci détermine la méthode par laquelle il est possible d'obtenir une enveloppe par enroulement de l'élément à renforcer, et des renforts continus saturés de résine. Le renforcement le plus courant est le roving, car la meilleure utilisation est pour les propriétés de résistance à la traction du fil. 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

II.4.2.5) Produit pultrudés :

Le procédé de matriçage permet l'usinage en continu de profilés pleins ou creux, de formes complexes de différentes épaisseurs, si nécessaire, dans le profilé. Les plus utilisées sont les résines polyester, et plus rarement, les résines époxy et phénoliques qui sont plus difficiles à mettre en œuvre. Les renforts utilisés sont à base de verre, de carbone ou d'aramide. Les deux derniers sont utilisés sous forme de grattages ou de bandes de tissu. Le principe est de tirer, au travers d'un moule chauffé, des renforts imprégnés de résine, la polymérisation s'effectuant dans le moule (Fig. 17 II). A la sortie de ce dernier, le profil est extrait par une machine de traction puis coupé à la longueur souhaitée (Berbain et al. 1997, Chatin 2001, GangaRao et al. 2007).

Les produits finaux se présentent sous forme de bandes ou de barres, assez rigides selon l'épaisseur et les diamètres. La section des bandes les plus courantes est (100 x 1 mm), Leur longueur, selon la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres D'après (Luyckx 1999). Ce processus se caractérise par être continu, automatisé et rapide, réduisant ainsi le coût du composé. Il permet également de contrôler la teneur en fibres et en résine, en obtenant les formes exactes requises dans pratiquement toutes les longueurs souhaitées. A partir de ces bandes découpées, la technique de renfort est similaire à celle de la plaque métallique rapportée, selon le procédé L'Hermite, 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. Par rapport à la technologie acier, cette technologie de raidissement permet de travailler avec des produits légers (1/5 de la densité de l'acier) ; Il présente également l'avantage de nécessiter une pression de liaison limitée et de supprimer le phénomène d'oxydation.

Cependant, l'utilisation de cette technique, ainsi que de la colle à tôle, rend difficile le contrôle de l'épaisseur de la colle, du fait de la dureté des aciers et des composites. L'application de ces renforts sur des surfaces présentant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou évolutives reste très limitée. Dès les années 1980, des recherches ont commencé au Japon pour étudier le remplacement des structures en acier, constituées de câbles toronnés et de treillis, par des structures résistantes à

l'oxydation. Les composites, à base de fibre de verre, d'aramide ou de carbone, se sont révélés d'excellentes solutions à ce remplacement.

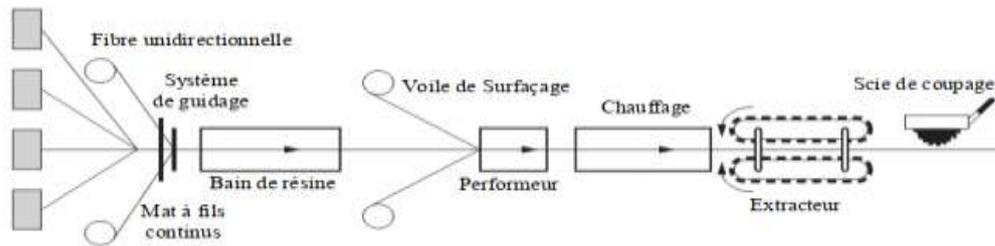


Figure II.17: Schéma du procédé de pultrusion (GangaRao et al. 2007)

II.5) Conclusion :

Ce chapitre résume les composants et les types de matériaux composites après avoir défini le concept de composé. Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les composites, tels que la matrice et le renfort, ont été décrites en détail.

Pour que le matériau soit efficace, il doit avoir des propriétés mécaniques élevées et une faible masse volumique. C'est pour ça nous avons résumé les caractéristiques ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque type de résine et pour chaque type de renfort.

Des détails concernant les modèles sont également présentés dans ce chapitre afin de choisir le ferrailage le mieux adapté à une utilisation, notamment dans le domaine des ouvrages d'art.

Ensuite, nous avons défini la structure des matériaux composites pour comprendre les concepts de composites unidirectionnels, de véhicules blindés et de composites.

Pour donner plus de détails, nous avons détaillé les propriétés de ces composés, c'est-à-dire la fraction volumique, la densité, le module de Young, le coefficient de Poisson, les propriétés thermiques et les propriétés d'humidité.

Des implémentations de renforts composites sont présentées dans la dernière partie de ce chapitre. Tout d'abord, nous avons commencé à donner une idée des multicouches complexes utilisées dans la réparation des ouvrages d'art. Ensuite, nous avons défini différentes techniques d'exécution, à savoir l'exécution par moulage de sacs, l'exécution par stratification directe, le collage de panneaux composites, l'enroulement de torons et les produits d'enroulement.

Chapitre III

*Le comportement d'une
structure renforcée par
les matériaux composites*

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. De nombreuses études ont été menées pour prédire les contraintes d'interface.

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.

III.2) Méthode théorique :

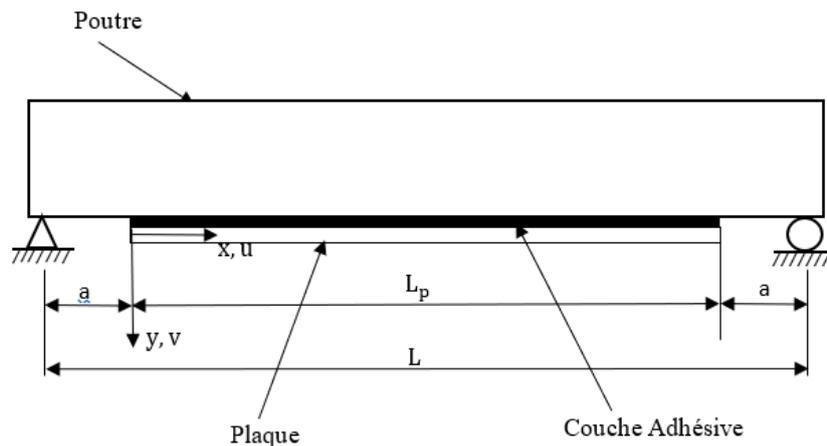


Figure III.1 : poutre renforcée par collage d'une plaque

Comme c'est montré dans la (figure III.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 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.

Les déformations de l'adhérent 1 et 2 sont dues aux moments de flexion, aux forces axiales et aux forces de cisaillement

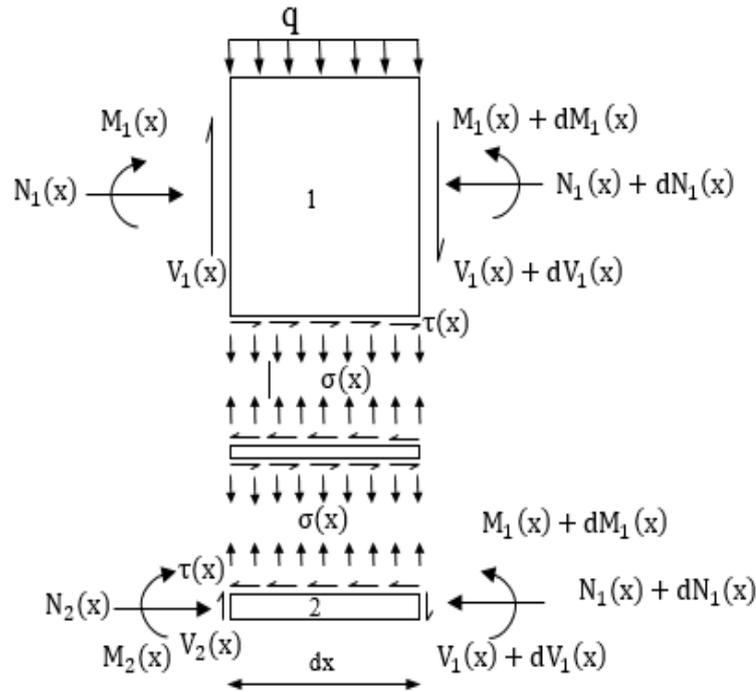


Figure III.2 : Segment différentiel de la poutre renforcée

La figure III.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) Contraintes d'interface de cisaillement :

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

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

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

Chapitre III Le comportement d'une structure renforcée par les matériaux composites

$\tau(x)$ 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'adhésive t_a , puis :

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

Et

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

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 [SMI,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 :

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

Chapitre III Le comportement d'une structure renforcée par les matériaux composites

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

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.4) 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 conduit aux relations suivantes :

Adhérent 1 :

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

Adhérent 2 :

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

Chapitre III Le comportement d'une structure renforcée par les matériaux composites

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 :

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

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

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

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 (3.33) 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.5) Analyse des contraintes pour différente 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 :

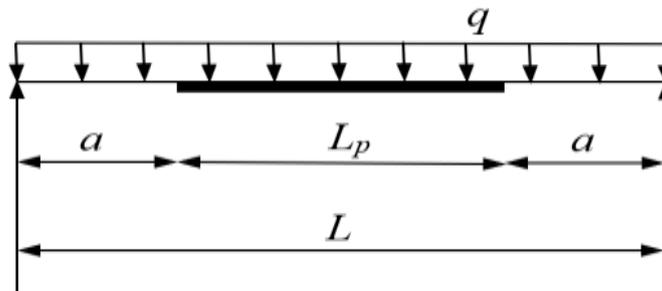


Figure III.3: Poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie

Chapitre III Le comportement d'une structure renforcée par les matériaux composites

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

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 :

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

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 :

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

Où :

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

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

$$B_2 = -\frac{m_2 qa}{2\lambda}(L - a) + \frac{m_1}{\lambda} q = -B_1 \quad (\text{III.41})$$

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 :

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

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 [TEN 2001] :

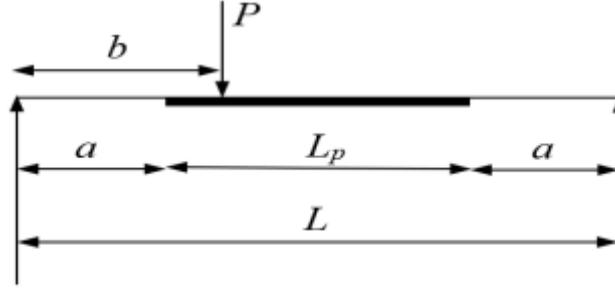


Figure III.4: Poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée.

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 [TEN 2001] :

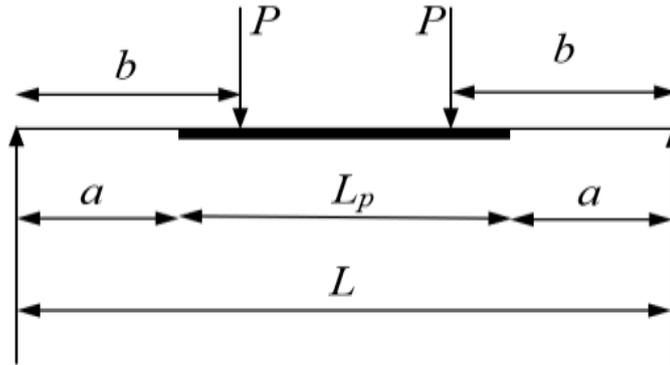


Figure III.5: Poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrées
Pour $a < b$:

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

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 :

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

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

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

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

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

Chapitre IV

Analyse des résultats

IV.1) 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, chargée par une charge uniformément répartie de 10 KN/ml et la distance entre le support et le bord de la plaque est de 300mm.

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

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

Composants	Largeur b_1 (mm)	Hauteur d_1 (mm)	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν
Poutre en béton armé BA	$b_1=300$	600	$E_1=30.000$	-
Couche adhésive	$b_a=300$	2	$E_a=2.000$	$\nu_a=0.35$
Plaque GFRP (collée dans la poutre en BA)	$b_2=300$	2	$E_2=50.000$	-
Plaque CFRP (collée dans la poutre en BA)	$b_2=300$	2	$E_2=100.000$	-
Plaque en acier (collée dans la poutre en BA)	$b_2=300$	2	$E_2=200.000$	-

IV.2) Effets de la rigidité de la plaque :

On constate d'après les figures 1 et 2 que les contraintes d'interface augmentant 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. 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.

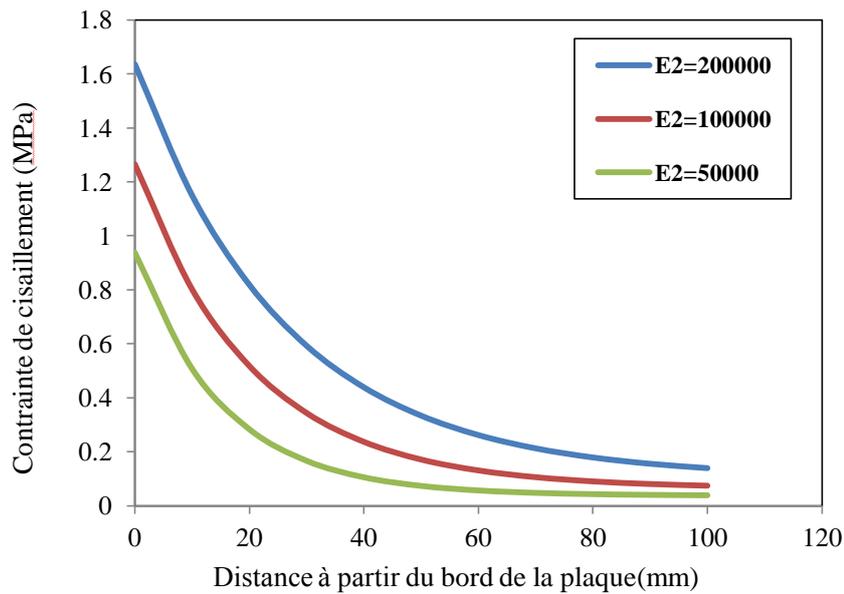


Figure IV.1 : Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en composite sous charge uniformément répartie

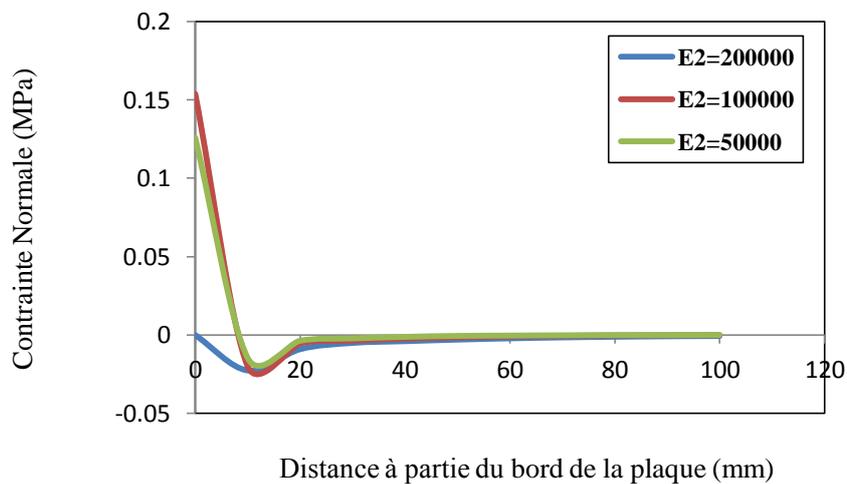


Figure IV. 2 : Effet de la rigidité de la plaque sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en composite sous charge uniformément répartie

IV.3) Effets de la rigidité de la poutre :

Les figures 3 et 4 montrent le développement des contraintes d'interface de cisaillement et normales pour trois cas de modules de Young du béton. 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.

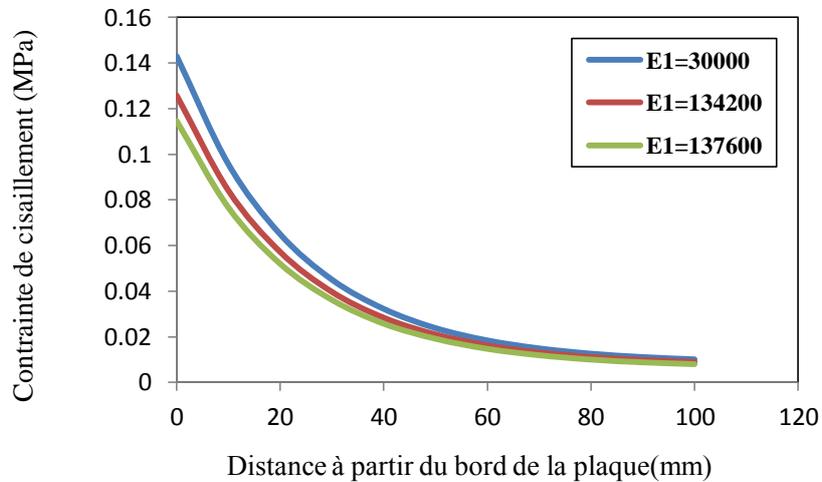


Figure IV.3 : Effet de la rigidité de la poutre sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge uniformément répartie

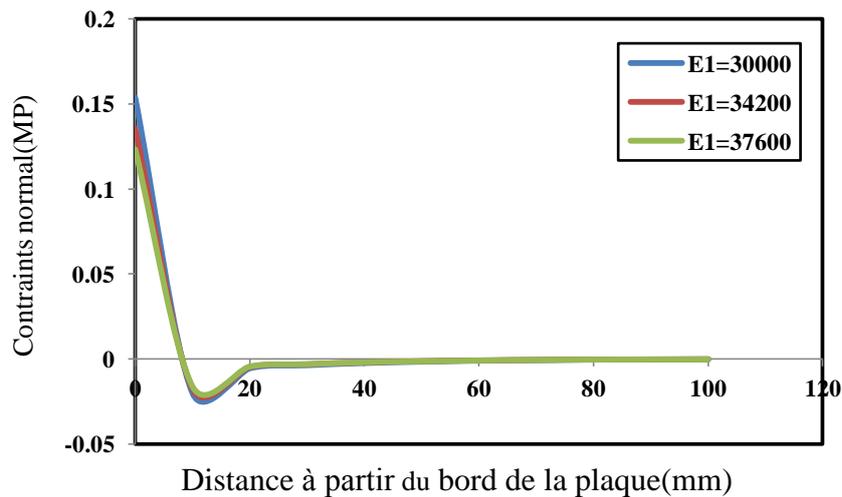


Figure IV.4 : Effet de la rigidité de la poutre sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge uniformément répartie

IV.4) Effets de la rigidité de l'adhésive :

Les figures 5 et 6 représentent les contraintes d'interfaces pour trois cas de module de Young 2, 3 et 4 GPa de l'adhésif. On constate que les contraintes d'interface augmentent en augmentant la rigidité de l'adhésif.

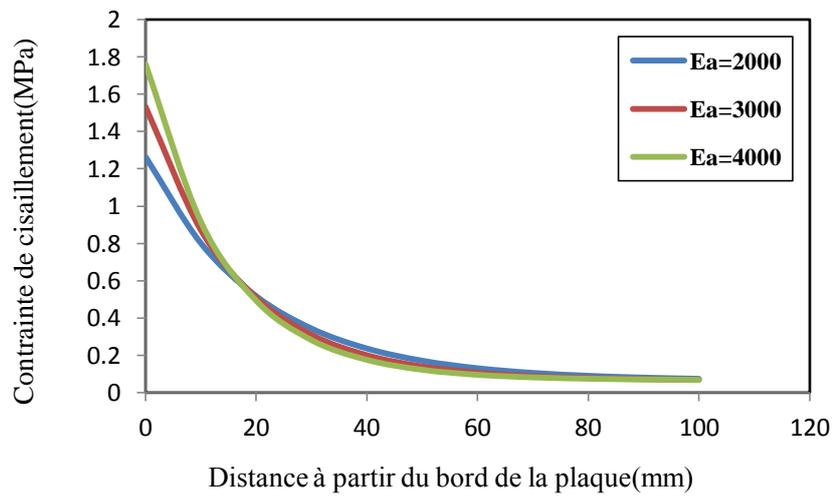


Figure IV.5 : Effet de la rigidité de l'adhésif sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge uniformément répartie

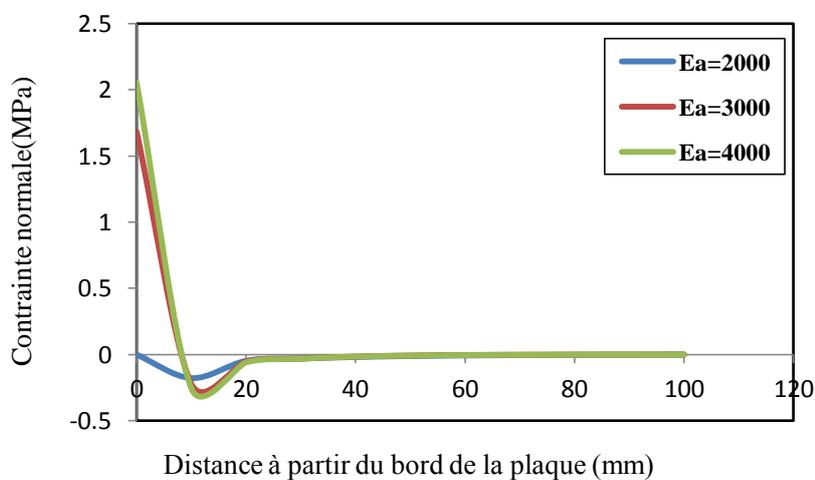


Figure IV.6 : Effet de la rigidité de l'adhésif sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP sous charge uniformément répartie

IV.5) Effets de l'épaisseur de la plaque :

Il est montré dans les figures 7 et 8 l'effet très important de l'épaisseur de la plaque dans le développement des contraintes d'interface pour différentes valeurs de l'épaisseur de la plaque considérées dans cette étude paramétrique ($h_2 = 2$ mm, $h_2 = 4$ mm, $h_2 = 6$ mm et $h_2 = 10$ mm).

On constate que, pour notre cas, les contraintes d'interface normales sont affectées considérablement par l'épaisseur de la plaque tandis que les contraintes d'interface de cisaillement ne sont affectées qu'à peine. Les contraintes normales augmentent en augmentant l'épaisseur de la plaque, raison pour laquelle qu'il est conseillé de minimiser l'épaisseur de la plaque.

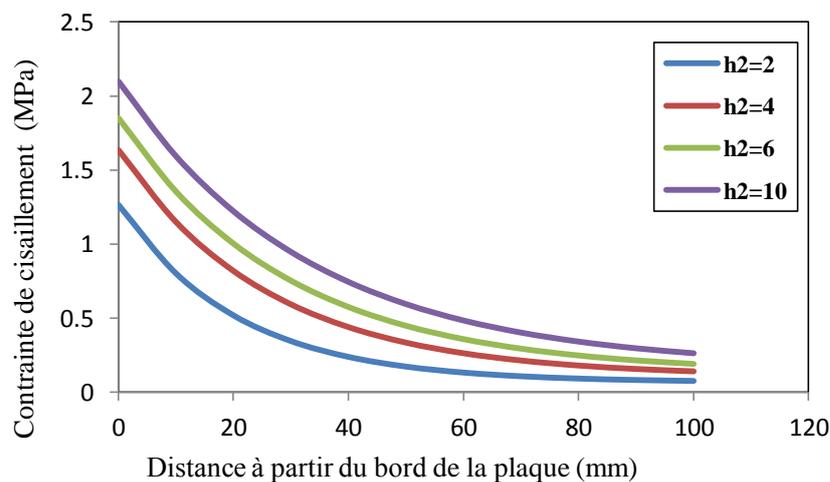


Figure IV.7: Effet de l'épaisseur de la plaque sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.

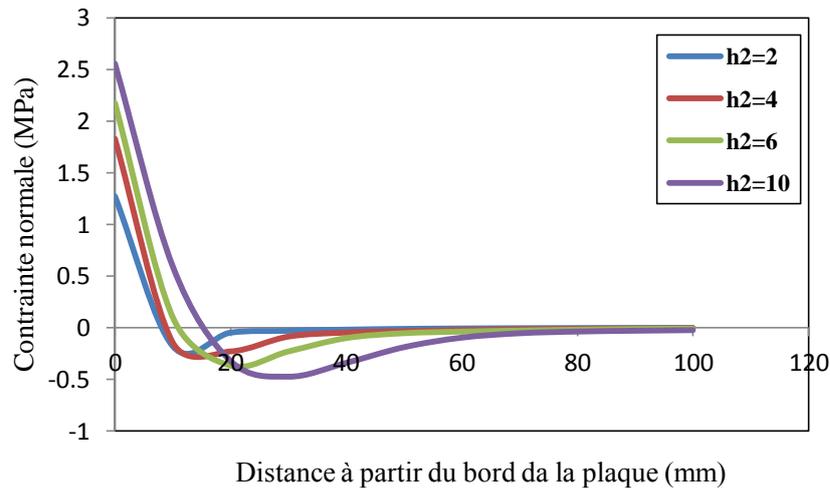


Figure IV.8: Effet de l'épaisseur de la plaque sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.

IV.6) Effets de l'épaisseur de la couche adhésive :

Les figures 9 et 10 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 une plaque en CFRP. Plusieurs valeurs de l'épaisseur de la couche adhésive ont été considérées afin d'examiner cet effet ; ($t_a = 2$ mm, $t_a = 4$ mm, $t_a = 6$ mm et $t_a = 10$ mm).

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.

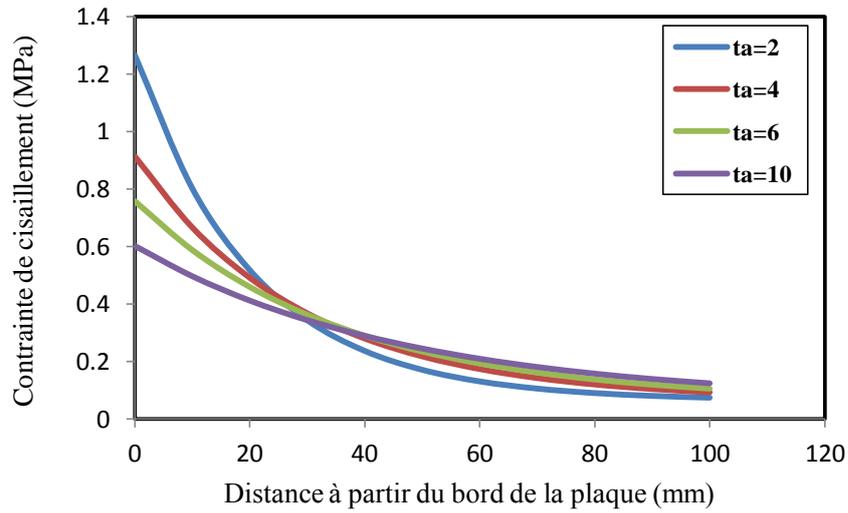


Figure IV.9: Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes de cisaillement pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.

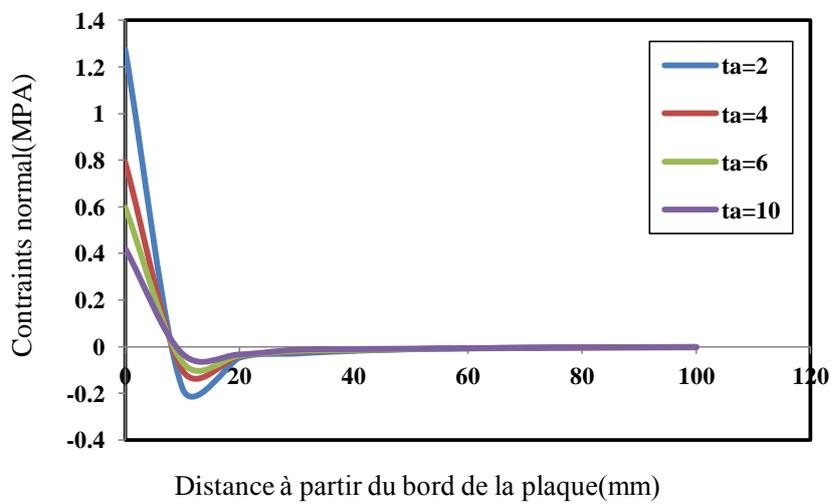


Figure IV.10: Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur les contraintes normales pour une poutre en béton armé avec plaque collée en CFRP.

IV.7) Conclusion :

Ce chapitre présente les résultats de la solution analytique 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 au chargement uniformément répartie.

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

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'utilisation des matériaux composites dans la réparation et la réhabilitation des structures vulnérables, offre aux concepteurs des solutions pour le renforcement des poutres.

Les matériaux composites se caractérisent par leur souplesse et leur simplicité de mise en œuvre leur choix comme éléments additifs de renforcements s'impose pour les structures endommagées et constituent une solution alternative aux autres techniques de renforcement telle que le chemisage la précontrainte additionnelle ou le béton projeté.

Dans ce travail, nous avons présenté une recherche théorique sur l'analyse des contraintes d'interface des structures renforcées par les matériaux composites.

Comme premières constatations les contraintes d'interface sont concentrées aux bords de la plaque, ces contraintes diminuent ensuite rapidement vers le mi-travée.

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

- Les contraintes d'interface sont fortement influencées par l'ampleur du module de Young de l'adhésif.
- 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 normales augmentent avec l'épaisseur de la plaque. Aucun changement n'a été remarqué dans la répartition des contraintes de cisaillement.
- Comme le matériau de la plaque devient plus doux, les contraintes d'interface deviennent plus petites.

En perspective, nous voyons très intéressant d'étudier le comportement d'une structure renforcée sous chargement dynamique et en tenant compte l'effet thermique et plusieurs types de renforts (Stratifiés, Sandwichs, nanotubes,.....).

En plus il serait 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 université 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.

Annexe

Programme matlab pour calculer la contrainte de cisaillement tau :

```
clear all
clc
syms x
% données poutre
b1=300 ; h1= 600;E1=30000; a=300; L=3000;Q=10;

% données plaque
b2=300 ; E2=100000;h2=2;

% données adhésive
ba=300;ta=2; Ea=4000; Nua=0.35;

% pré-calcul
G=25*1e-6*b1*h1;
q=1.35*G+1.5*Q;
A1=b1*h1; Y1=h1/2;
A2=b2*h2; Y2=h2/2;
I1=(b1*h1^3)/12;
I2= (b2*h2^3)/12;
Ga=Ea/(2*(1+Nua));

% calcul des coeff lamda m1 m2
lambda=sqrt((((Ga*b2)/ta)*(((Y1+Y2)*(Y1+Y2+ta))/...
((E1*I1)+(E2*I2)))+(1/(E1*A1))+(1/(E2*A2))));

m1=(Ga/(ta*lambda^2))*((Y1+Y2)/((E1*I1)+(E2*I2)));
m2=((Ga*Y1)/(ta*E1*I1));

% calcul Taux
x=0:10:100;
tau=(((m2*a*(L-a)/2)-m1)*((q*exp(-lambda*x))/lambda))+(m1*q*((L/2)-a-x));
plot(x,tau)
%legend('tau(x)')
%title('ecrire le titer')
%xlabel('Abscisse')
%ylabel('Ordonnee')
```

Programme matlab pour calculer la contrainte normale sigma :

```
clear all
clc
syms x
% introduction des données
q=50;
% poutre
L=3000;a=300;b1=300;h1=600;E1=137600;
% plaque
b2=300;h2=2;E2=100000;
% adhesive
ba=300;Ea=2000;Nua=0.35;ta=2;
% pré-calcul
A1=b1*h1;Y1=h1/2;
A2=b2*h2;Y2=h2/2;
I1=(b1*h1^3)/12;
I2=(b2*h2^3)/12;
Ga=Ea/(2*(1+Nua));
V0=q*(L/2-a);

% calcul des coeff lamda m1 m2
lambda=sqrt((((Ga*b2)/ta)*(((Y1+Y2)*(Y1+Y2+ta))/...
((E1*I1)+(E2*I2)))+(1/(E1*A1))+(1/(E2*A2))));

m1=(Ga/(ta*lambda^2))*((Y1+Y2)/((E1*I1)+(E2*I2)));

m2=((Ga*Y1)/(ta*E1*I1));
% calcul des coeff beta n1 n2 n3
beta=(((Ea*b2)/(4*ta))*((1/(E1*I1))+1/(E2*I2)))^(1/4);
n1=(((Y1*E2*I2)-(Y2*E1*I1))/((E1*I1)+(E2*I2)));
n2=((E2*I2)/(b2*((E1*I1)+(E2*I2))));
n3=((Ea*b2)/ta)*((Y1/(E1*I1))-(Y2/(E2*I2)));

% calcul Taux
tau(x)=((((m2*a*(L-a))/2)-m1)*((q*exp(-lambda*x))/lambda))+(m1*q*((L/2)-a-x));

% calcul sigma
tau1=diff(tau(x),x); % 1er dérivie
tau2=diff(tau1,x); % 2eme dérivie
tau3(x)=(diff(tau2,x)); % 3eme dérivie
tau4(x)=(diff(tau3(x),x)); % 4eme dérivie
MT0=((q*a)/2)*(L-a);
VT0=q*((L/2)-0-a);
tau0=tau(0); % calcul taux de 0
tau0e=((((m2*a*(L-a))/2)-m1)*((q*exp(-lambda*0))/lambda))+(m1*q*((L/2)-a-0));

tau30=tau3(0); %calcul 3eme dérivie de 0
```

```

tau40=tau4(0); %calcul 4eme dérivie de 0

C1=((Ea/(2*(beta^3)*ta*E1*I1))*(VT0+(beta*MT0))...
  -(n3/(2*(beta^3))*tau0)+((n1/(2*(beta^3)))*tau40)+(beta*tau30);

C2=-((Ea/(2*(beta^2)*ta*E1*I1))*MT0)-((n1/(2*(beta^2)))*tau30);

sigma(x)=exp(-beta*x)*((C1*cos(beta*x))+(C2*sin(beta*x)))-(n1*(tau1)-(n2*q));
x=0:10:100;
plot(x,sigma)
%legend(' sigma (x)')
%title('ecrire le sigma ')
%xlabel('Abscisse')
%ylabel('Ordonnee')

```

Références Bibliographiques

[Antar et al 2019] : Kamel Antar, Khaled Amara, Samir Benyoucef, Mokhtar Bouazza and Mokhtar Ellali. (2019), “Hygrothermal effects on the behavior of reinforced-concrete beams strengthened by bonded composite laminate plates”, *Structural Eng. and Mech.*, 69 , 327–334.

[Balaguru et al, 2009]: Balaguru, P., Nanni, A., Giancaspro. J. “FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures”, New York, Taylor, Francis, 2009

[Bank, 2006]: Composites for construction, “structural design with FRP materials”. NY: John Wiley & Sons; 2006.

[Berbain et al 1997] : 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, 2012]: Berthelot, J.M (2012), “Mécanique des Matériaux et Structures Composites”. Tec & Doc Lavoisier

[Calgaro, 1997]: Calgaro, J.Aet Lacroix, R (1997) ”Maintenance et réparation des ponts “. Presse de l’école nationale des ponts et chaussées.

[Chatin 2001] : Chatain, M. (2001), “Matériaux composites : présentation générale, AM 5 000”, *Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites*, Vol. AM 6.

[Gangarao et al. 2007] : Gangarao, Taly and Vijay. (2007). “Reinforced Concrete Design with FRP Composites”. CRC Press, London.

[Hamelin, 2002]: 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.

[Hollawayet al, 2002]: Hollaway, L.C.and Teng,J.G.(2008) “Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites”. CRC Press

[Hussain et al, 1995]: 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.

[Luyckx 1999] : Luyckx, J. (1999) , "Composites à fibres de carbone dans le génie civil", Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites, AM 5 620.

[Mallick, 2007]: Mallick, P. K. (2007), "Fiber-reinforced composites", Materials, Manufacturing and Design. CRC Press

[Manoochehr, 2014]: Manoochehr Zoghi. (2014), " The International Handbook of FRP Composites In Civil Engineering. CRC Press

[Meier 1995]: 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

[Priestley et al, 1996]: Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. (1996) "Seismic design and retrofit of bridges". JOHN WILEY & SONS, INC.

[Saatcioglu et al. 2000]: 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.

[Teng et al. 2002]: Smith, S. T. and Teng, J. G. (2002), "FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models". Eng Struct., 24(4), 385–395.

[Tounsi 2006] : Tounsi, A. (2006), "Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate", Int J Solids Struct., 43, 4154–4174.