

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



THESE DE DOCTORAT L.M.D 3^{ème} Cycle

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et matériaux

Présentée par :

M^{lle} AIT TALEB SOUAD

Thème

**Analyse du comportement des poutres non - homogènes
renforcées par des plaques composites**

Devant le jury composé de :

BALI Abderrahim	Professeur	E.N.P Alger	Président
AIT TAHAR Kamal	Professeur	U.M.M.T.O	Rapporteur
ZERIZER Abdellatif	Professeur	U.M.B Boumerdès	Examineur
HAMIZI Mohand	Professeur	U.M.M.TO	Examineur
MELBOUCI Bachir	Professeur	U.M.M.T.O	Invité

Soutenue le : 07/ 04 /2016

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de thèse le Professeur Ait tahar Kamal pour avoir accepté de me proposer ce thème, de diriger cette thèse et dont l'aide précieuse m'a été indispensable sur le plan scientifique. Je tiens également à le remercier pour la confiance et la sympathie témoignées au cours de ces trois années de thèse.

Je remercie Monsieur Bali Abderrahim, Professeur à l'école nationale polytechnique d'Alger (ENP) de m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.

J'adresse mes sincères remerciements à M^f Zerizer Abdellatif Professeur à l'université de Boumerdès; M^f Melbouci Bachir et M^f Hamizi Mohand Professeurs à l'université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou, de m'avoir fait l'honneur d'examiner ce mémoire de thèse.

J'adresse mes sincères et profondes reconnaissances pleines d'affection à M^f Abdelmadjid Si Salem pour sa participation et sa collaboration à résoudre tous les problèmes techniques et morales que j'ai rencontré au cours de la réalisation de ce travail du début jusqu'à la fin.

Je voudrais également profiter pour remercier M^f S. Merakeb, pour son aide dans la réalisation de la partie modélisation analytique, M^f S. Boukais, M^{lle} C. Ali Ahmed et M^{me} F. Taouche-Kheloui pour leurs conseils et leurs gentillesse durant toute la période du stress.

Je voudrais manifester mes remerciements à M^f R. Bouhraoua pour les efforts qu'il a fourni au cours des essais au laboratoire, à M^f Mamou (technicien du laboratoire de génie civil) pour sa disponibilité durant les essais mécaniques, ainsi que M^f B. Debbit pour avoir mis à ma disposition la matière première « argile » nécessaire pour la confection des poutres.

Enfin, je tiens à adresser mes sincères remerciements ainsi que ma gratitude la plus dévouée à mes deux étoiles scintillantes (mes parents) que le Bon Dieu me les garde aussi longtemps pour leur dévouement et surtout pour leurs amours et le sacrifice qu'ils m'ont accordés ainsi que mes deux frères. Pour conclure, merci à toute personne ayant contribué de loin ou de près à mon éducation et ma formation.

*Je dédie ce travail à mes parents et
à toute ma famille.*

*À la mémoire de : Belmoukhtar
Lila ; Oueld mammar Mohammed
et Dr. Said DRIZI*

RESUME

En partant d'une approche d'actualité, basée sur une logique de mise en valeur des ressources naturelles et de diminuer le rejet du CO₂ lors de la fabrication du ciment, une nouvelle conception de poutres non homogènes renforcées par collage externe d'enveloppe composite, est proposée. Elle consiste à remplacer le béton ordinaire à base de ciment portland par un béton modifié. La formulation de ce dernier, est obtenue en substituant une fraction de ciment portland par une fraction équivalente d'argile corrigée par des ajouts de chaux à pourcentages contrôlés et variés, selon la masse de la fraction substituée. L'objectif principal de cette conception est de réduire l'usage du ciment portland et de maintenir des seuils de résistance et de ductilité acceptables, sans augmenter le poids propre de l'élément de structure et son coût de main d'œuvre.

Un protocole expérimental a été mis au point afin de mettre en évidence les performances mécaniques de telles poutres, notamment: la capacité portante et la ductilité, comparativement aux poutres de référence à base de béton ordinaire, ainsi que l'identification des paramètres mécaniques influençant le comportement global et les mécanismes de rupture.

Une analyse numérique non linéaire à base des éléments finis, du comportement des poutres sous un chargement de flexion est réalisée. La modélisation des spécimens est réalisée dans un espace tridimensionnel. L'objectif consiste à déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant

Une modélisation analytique du comportement mécanique des poutres non homogènes renforcées par collage d'enveloppe composite, chargées en flexion est également réalisée. En se basant sur la notion d'équilibre des sections, un modèle de confinement de la poutre développée est proposé. Ce modèle est fonction du paramètre non linéaire et de son évolution en fonction des différentes fractions de substitution. Une bonne concordance, entre les résultats prédits par le modèle analytique et ceux donnés par les essais, est obtenue. Enfin, un ajustement statistique est effectué dans le but de calibrer les résultats obtenus par le modèle de confinement.

Mots clés: Poutre non homogène, béton modifié, expérimental, numérique, modélisation analytique.

ABSTRACT

Starting from an eco-friendly design based on bio-natural resource development and CO₂ emissions reducing, a new inhomogeneous graded beam reinforced by bonding composite envelope is proposed. Such procedure consists to substitute partially the Portland cement based concrete in the flexural tensile zone by a clay based modified concrete. The mix design of this latter was obtained by a substitution of a Portland cement fraction by an equivalent clay one, adjusted with various configurations of lime additions. The main objective of this work is to reduce the use of Portland cement and maintain levels of resistance and ductility without increasing the weight of the structure and its labor costs.

An experimental investigation was developed to evaluate the performance of various components according to the considered configurations of substitutions under loading. Results comparison shows a satisfactory agreement and highlights the effectiveness of this design procedure in terms of strength and failure mechanisms compared to conventional homogenous concrete beams.

This study was completed by a nonlinear finite element modeling in order to allow for a better understanding of the behavior of this mechanical system recommendation. Results comparison represents a promising revelation and shows that the confinement system adopted produce a noticeable increment in strength and ductility compared to the experimental ones.

This work was completed by an analytical modeling based on classical beams theory in order to allow for a better understanding of the behavior of the new beam. The power law function of functionally graded materials was used to describe the material properties variation in the thickness direction. The second part of the analytical modeling will describe a simplified approach employed in the development of the analytical model to predict the full flexural response of the proposal design technology. In addition, a theoretical model based on the equilibrium of the composite cross section was developed and validated. This analysis model takes into account the contribution of the composite jacket to prevent the radial deformations of modified concretes. In conclusion, the numerical and experimental results correlated well with the values predicted using the proposed equations.

Keywords: inhomogeneous beam, modified concrete, experimental, nonlinear finite element modeling, analytical modeling.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Recherche bibliographique	
<i>Partie 1 : Caractéristiques des Matériaux</i>	4
I.1. Introduction	5
I.2. Matériaux à gradient fonctionnel (FGM)	5
I.2.1. Historique	5
I.2.2. Définition et domaines d'application	6
I.2.3. Notion et lois	7
I.2.4. Propriétés matérielles de la poutre FGM	8
I.2.4.1. La fraction volumique P-FGM	8
I.2.4.2. La fraction volumique E-FGM	8
I.2.4.3. La fraction volumique S-FGM	9
I.3. Le béton	10
I.3.1. Historique et définition	10
I.3.2. Constituant	10
I.3.2.1. Ciment portland	10
I.3.2.2. L'eau	11
I.3.2.3. Les granulats	11
I.3.2.4. Les plastifiants	11
I.3.2.5. Les adjuvants	11
I.3.2.6. Les additifs	11
I.3.3. Caractéristiques Mécaniques intrinsèques	12
I.3.3.1. Résistance à la compression	12
I.3.3.2. Résistance à la traction	12
I.3.3.3. Module de déformation instantané	13
I.3.3.4. Coefficients de poisson	14
I.3.4. Contribution du béton à base de ciment à la pollution	14
I.4. Les Argiles	15
I.4.1. Définition	15

I.4.2. Formation des argiles	16
I.4.3. Principales argiles	16
I.4.3.1. Kaolinite	16
I.4.3.2. Smectite	16
I.4.3.3. Illites	17
I.4.3.4. Chlorites	18
I.4.4. Propriétés des argiles	18
I.4.4.1. L'absorption	19
I.4.4.3. L'adhérence	19
I.4.4.2. L'adsorption	19
I.5. La Chaux	19
I.5.1. Définition	19
I.5.2. Types de chaux	20
I.5.2.1. Les chaux aériennes (CL)	20
I.5.2.2. Les chaux hydrauliques naturelles (NHL)	20
I.5.2.3. Les chaux hydrauliques (HL)	20
I.6. Les Matériaux composites	21
I.6.1. Définition et domaine d'application	21
I.6.2. Constituants des matériaux composites	22
I.6.2.1. Les différentes matrices	22
I.6.2.2. Les différentes fibres	23
I.6.2.3. Les résines	25
I.6.3. Avantages / limitations	26
I.7. Conclusion du chapitre	27
<i>Partie 2 : Comportement des poutres renforcées par des composites</i>	28
I.8. Introduction	29
I.9. Les besoins d'un renfort structurel	29
I.10. Procédés de renforcement	30
I.11. Mise en œuvre	30
I.11.1. Le système avec une stratification in-situ	30
I.11.2. Le système préfabriqué (plaque pré fabriquée)	31

I.12. Techniques de renforcement	31
I.12.1. Renforcement à la flexion	31
I.12.2. Renforcement à l'effort tranchant	32
I.12.3. Revue des travaux de recherche	33
I.13. Modes de rupture et comportement typique	34
I.13.1. Rupture par délaminage à l'extrémité de la plaque	34
I.13.2. Rupture par cisaillement	35
I.13.3. Rupture par flexion	35
I.13.4. Rupture du composite	35
I.13.5. Décollement du composite à mi-portée	36
I.13.6. Rupture par séparation du béton d'enrobage (peeling-off)	36
I.14. Conclusion du chapitre	37

Chapitre II: Programme et Investigations expérimentales

II.1. Introduction	39
II.2. Démarche et méthodologie	39
II.3. Programme expérimental	40
II.3.1. Caractérisation des matériaux et identification des paramètres	41
II.3.1.1. Matériaux utilisés	41
II.3.1.2. Identification des paramètres	42
II.3.1.2.1. Le béton et le béton modifié	42
II.3.1.2.2. Béton modifié renforcé de fibres	48
II.3.1.2.3. Tissu GFRP et adhésif	50
II.3.3. Préparation des poutres non homogènes	53
II.3.3.1. Présentation des corps d'épreuves	53
II.3.3.2. Préparation des spécimens	54
II.3.3.3. Préparation des surfaces et Mise en place du tissu composite	55
II.3.3.4. Mode du chargement et acquisition	56

II.3.5. Résultats et discussion	56
II.3.5.1. Les essais préliminaires	56
II.3.5.1.1. Comportement global de la structure	57
II.3.5.1.2. Charge ultime	58
II.3.5.2. Validation des résultats par les grandes poutres	60
II.3.5.2.1. Mécanismes de rupture	62
II.3.5.2.2. Mode de décollement des plaques composites	63
II.4. Conclusion du chapitre	65
Chapitre III : Simulation numérique	
III.1. Introduction	67
III.2. Modélisation par éléments finis	67
III.3. Propriétés des matériaux et modèles de comportement	68
III.3.1. Comportement mécanique du béton et du béton modifié	68
III.3.1.1. Comportement en compression	68
III.3.1.2. Comportement en traction	69
III.3.2. Identification des paramètres du modèle	70
III.3.2.1. Modélisation des composites	71
III.3.2.1.1. Modèle élastique orthotrope	72
III.3.2.1.2. Mécanisme et critère de rupture	72
III.4. Application du logiciel	73
III.4.1. Présentation des variantes d'étude	74
III.4.2. Maillage et éléments finis	75
III.4.3. Modélisation des contacts	75
III.5. Résultats numériques et confrontation	76
III.5.1. Résultats numériques	76
III.5.1.1. Evolution des déplacements	76
III.5.1.2. Evolution des contraintes	77
III.5.1.3. Evolution des dommages	78
III.5.2. Confrontation avec l'expérimental	80
III.5.2.1. Comportement global	80

III.5.2.1.2. Résultats préliminaires de la poutre doublement confinée	83
III.5.2.1.3. Modes de rupture	84
III.6. Conclusion du chapitre	85
Chapitre IV : Modélisation analytique	
IV.1. Introduction	87
IV.2. Comportement élastique	87
IV.2.1. Modélisation tridimensionnelle	88
IV.2.2. Variation de rigidité	88
IV.2.3. Solution analytique de la poutre	89
IV.2.4. Résultats et analyses	93
IV.2.4.1. Variation du module de rigidité	93
IV.2.4.2. Valeurs de la flèche et l'angle de rotation de la section transversale	94
IV.2.4.3. Evolution des contraintes en fonction du paramètre « p »	95
IV.2.4.4. Evolution des contraintes en fonction des théories considérées	97
IV.3. Comportement post-élastique	97
IV.3.1. Modèles existant dans la théorie	97
IV.3.2. Notion d'équilibre des sections	98
IV.3.3. Contrainte de confinement	99
IV.3.4. Model proposé	99
IV.3.5. Validation expérimentale du modèle	101
IV.3.6. Ajustement statistique des données	102
IV.4. Conclusion du chapitre	104
Conclusion Générale	106
Références Bibliographiques	110

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Variation continue des propriétés et de la microstructure	6
Figure I.2. Les principaux domaines d'application des FGM	7
Figure I.3. Représentation de la poutre FGM	7
Figure I.4. Variation de la fraction volumique dans une poutre P-FGM	8
Figure I.5. Variation de la fraction volumique dans une poutre S-FGM	9
Figure I.6. Variation de la fraction volumique dans une poutre E-FGM	10
Figure I.7. Comportement du béton à la compression	12
Figure I.8. Comportement du béton à la traction par fendage	13
Figure I.9. Essai de traction par flexion	13
Figure I.10. Module de déformation instantané	14
Figure I.11. Pierre de la Kaolinite : Echelle macroscopique et microscopique	16
Figure I.12. Pierre de la smectite : Echelle macroscopique et microscopique	17
Figure I.13. Pierre de l'illite : Echelle macroscopique et microscopique	18
Figure I.14. Pierre de la Chlorite : Echelle macroscopique et microscopique	18
Figure I.15. Pierre de la Chaux : Echelle macroscopique et microscopique	19
Figure I.16. Demande en fibres de carbone des différents secteurs industriels	21
Figure I.17. Organigramme de différentes familles de matrice	23
Figure I.18. Organigramme de différentes familles de renfort	24
Figure I.19. Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites	31
Figure I.20. Présentation d'une poutre en béton armé soumise à la flexion	32
Figure I.21. Renforcement d'un élément en béton armé soumis à l'effort tranchant	32
Figure I.22. Différents modes de rupture des poutres renforcées	36
Figure II.1. Matériaux utilisés pour les gâchées dans le protocole expérimental	42
Figure II.2. Préparations des éprouvettes d'essai en compression pour le béton ordinaire	43
Figure II.3. Résistance en compression du béton (BO et BM) à 28 jours (f_{c28})	44
Figure II.4. Paramètres mécaniques des différents corps d'épreuve	46
Figure II.5. Moule et éprouvettes d'essai de traction par flexion pour le béton ordinaire	47
Figure II.6. Résistance en traction du béton ordinaire et béton modifié	47

Figure II.7. Béton modifié a) fibre naturelle d'agave ;b) fibre de verre	48
Figure II.8. Confrontation des courbes Forces-Déplacements	49
Figure II.9. Tissu GFRP utilisé pour le confinement des poutres non homogènes	50
Figure II.10. Schéma illustratif des dimensions de la plaque composite de traction	51
Figure II.11. Eprouvette confectionnée selon la norme pour un essai de traction	52
Figure II.12. Loi de comportement mécanique des composites utilisés	52
Figure II.13. Design du model proposé	54
Figure II.14. Confection des éléments poutres et prismatiques	55
Figure II.15. Différentes étapes pour la mise en place du tissu composite	55
Figure II.16. Mode de chargement des différents spécimens	56
Figure II.17. Résultats d'essai pour les différentes substitutions	58
Figure II.18. Histogramme montrant pour les différentes substitutions	59
Figure II.19. Résultats d'essai pour les différentes substitutions (poutre)	61
Figure II.20. Comparaison morphologique des modes de rupture des spécimens	63
Figure II.21. Décollement des plaques composites	64
Figure II.22. Comparaison de la valeur moyenne de la capacité portante	64
Figure III.1. Comportement du béton soumis à une compression uniaxiale	68
Figure III.2. Comportement du béton soumis à une traction uniaxiale	69
Figure III.3. Pli d'un matériau composite orthotrope	72
Figure III.4. Courbe contrainte-déformation pour le tissu GFRP et adhésif	73
Figure III.5. Géométrie et présentation des variantes d'études considérées	74
Figure III.6. Maillage adopté pour l'enveloppe GFRP et la poutre FGB	75
Figure III.7. Evolution des déplacements dans la poutre FGB- jacket	77
Figure III.8. Evolution des contraintes de Von-Mises dans la poutre FGB	78
Figure III.9. Evolution des dommages pour la poutre FGB-Jacket	79
Figure III.10. Evolution des dommages de la poutre FGB-Jacket	80
Figure III.11. Courbes force-déplacement des poutres FGB-Jacket	82
Figure III.12. Courbes force-déplacement des différentes variantes d'étude	83
Figure III.13. Confrontation des modes de rupture, expérimental et simulation numérique	85

Figure IV.1. Représentation de la poutre non homogène développée	88
Figure IV.2. Variation du module avant et après renforcement	94
Figure IV.3. Evolution du champ de déplacement dans la direction longitudinale	95
Figure IV.4. Evolution des contraintes normales et de cisaillement pour différentes « p »	96
Figure IV.5. Evolution des contraintes normales et de cisaillement	97
Figure IV.6. Equilibre de la section de la poutre composite	98
Figure IV.7. Valeur du paramètre non linéaire du modèle	101
Figure IV.8. Histogramme de comparaison des capacités portantes	102
Figure IV.9. Confrontation de la capacité portante; modèle et expérimental	103
Figure IV.10. Confrontation de la capacité portante; modèle et expérimental	103
Figure IV.11. Confrontation de la capacité portante; modèle et expérimental	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Paramètres mécaniques, physiques et chimiques de la chaux	20
Tableau I.2. Propriétés des fibres	25
Tableau I.3. Caractéristiques des résines époxy	26
Tableau II.1. Composition chimique de l'argile	41
Tableau II.2. Caractéristiques physico-chimique de la chaux	42
Tableau II.3. Différentes formulations du B.O et du B.M	43
Tableau II.4. Propriétés mécaniques béton ordinaire-béton modifié	45
Tableau II.5. Caractéristiques mécaniques en traction des différentes Substitutions	48
Tableau II.6. Caractéristiques physiques et chimiques des fibres	49
Tableau II.7. Confrontation des résultats des essais de flexion	50
Tableau II.8. Tissu GFRP utilisé pour le confinement des poutres non homogènes	51
Tableau II.9. Dimension de la plaque composite : norme NF EN ISO 527-1	51
Tableau II.10. Propriétés de la résine-époxy STR ainsi que la plaque composite	52
Tableau II.11. Caractéristiques mécaniques des prismes sous chargement	59
Tableau II.12. Apport du confinement pour toutes les substitutions	60
Tableau II.13. Caractéristiques mécaniques pour les spécimens considérés	61-62
Tableau III.1. Différentes loi utilisée pour les comportements traction-compression	70
Tableau III.2. Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton	71
Tableau III.3. Confrontation des résultants de la simulation et l'expérimental	81
Tableau III.4. Confrontation des résultats des variantes d'études	83
Tableau IV.1. Flèche et l'angle de rotation de la section pour $p=1$	94
Tableau IV.2. Contrainte normale de cisaillement de la poutre pour $p=1$	96
Tableau IV.3. Modèles de confinement Développées	98
Tableau IV.4. Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques	101

NOTATIONS & NOMENCLATURE

FGM	Functionally graded materials (matériaux à gradient fonctionnel).
GFRP	Glass fiber reinforced polymer (polymère renforcé par de fibre de verre).
BM	Béton modifié.
BO	Béton ordinaire.
CBT	La théorie du premier ordre d'Euler-Bernoulli.
FSDBT	La théorie de Timoshenko.
TSDBT	La fonction employée par Reddy.
SSDBT	La fonction sinus développée par Touratier.
ESDBT	La fonction exponentielle par Afaq.
PTV	Principe des travaux virtuels.
E	Module de rigidité.
ν	Coefficient de poisson.
E_{BM}	Rigidité de la partie inférieure de la poutre FGM (béton modifié).
E_{BO}	Rigidité de la partie supérieure de la poutre FGM (béton ordinaire).
$g(z)$	La fraction volumique des matériaux à gradient fonctionnel.
P	Paramètre qui tient compte du changement du matériau suivant la hauteur.
$U(x), W(x)$	Le déplacement dans le plan et le déplacement transverse respectivement.
$w, \chi(x)$	La rotation de la section.
$\psi(z)$	La fonction de gauchissement.
φ_x	La rotation suivant x.
$\Psi(z)$	La fonction de gauchissement.
$E(z)_p$	La variation du module de Young de la poutre non homogène renforcée.
μ	Fraction volumique du composite.
σ_x	Contrainte normale de la poutre non homogène renforcée par composite.
ϵ_x	Déformations normales de la poutre non homogène renforcée par composite.
τ_{xz}	Contraintes de cisaillements de la poutre non-homogène renforcée par FRP.
γ_{xz}	Coefficient de cisaillement.
$G(z)_p$	Module de cisaillement de la poutre non homogène renforcé.

δw_{int}	Travail intérieur.
δw_{ext}	Travail extérieur.
N_x	L'effort normal.
M_x	Le moment fléchissant.
S_x	Le moment supplémentaire du au cisaillement transverse.
ϕ_{xz}	L'effort de cisaillement respectivement.
L	Longueur fictive de la poutre non homogène.
b	Largeur de la poutre non homogène.
a	Distance entre l'appui et la charge.
h	Hauteur de la poutre non homogène.
h_c	Hauteur du béton ordinaire.
h_g	Hauteur du béton modifié.
ρ_f	La fraction volumique du GFRP.
h_f	Hauteur de la couche béton modifié.
A_f	Section du composite.
α	Coefficient qui tient compte du pourcentage de la substitution.
t_f	L'épaisseur la plaque composite.
b_f	Largeur la plaque composite.
f_b	Résistance du béton en compression.
σ_l	Contrainte latérale du composite.
f_l	Force latérale du confinement.
f_t	Force de traction développée par la plaque composite.
f_r	La résistante à la rupture en traction.
f_f	Résistance ultime à la traction du composite.
σ_c	La contrainte latérale de confinement mobilisée par la plaque composite GFRP.
M_{c0}	Le moment résistant de la section de la poutre non homogène renforcée.
M_{cc}	Le moment résistant de la section de la poutre non homogène renforcée.
f_{cc}	La force maximale de la poutre non homogène confinée par GFRP composite.

- f_{c0} La capacité portante de la poutre de référence renforcée par une plaque composite.
- z Axe suivant la portée de la poutre.
- q Force extérieur appliqué.
- k Paramètre non linéaire du modèle développé.

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire de thèse a été réalisé au sein de l'équipe 'Matériaux et Structures Composites' dirigée par mon directeur de thèse le Pr Ait tahar Kamal, du laboratoire de modélisation expérimentale et numérique des matériaux et structures de Génie civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.

Ce travail de thèse a fait l'objet de publications et communications suivantes :

Publications internationales

1. **Souad Ait Taleb**, Abdelmadjid Si Salem and Kamal Aittahar. "*Bending and shear behavior of a composite beam strengthened and double-confined with FRP-jacket*", **Procedia Engineering**, Volume 114, **2015**, Pages 165-172. **Doi:** 10.1016/j.proeng.2015.08.055. **ISSN** 1877-7058. ed. Elsevier. www.elsevier.com
2. **Souad Ait Taleb**, Abdelmadjid Si Salem & Kamal Ait tahar (2016): *Behaviour of a new graded beam reinforced with externally bonded composite sheets: theoretical and experimental studies*, **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, **Doi:** 10.1080/19648189.2016.1160842, **ISSN** 2116-7214, **indexée dans** [ISI Thomson Reuters](http://www ISI Thomson Reuters)

Communications internationales

1. **S. Ait taleb**, A. Si Salem, Taouche-Kheloui, K. Ait tahar : "*Behavior of an innovative inhomogeneous modified concrete beam confined with continuous FRP-Jacket*" troisième édition, l'ENS de Cachan les 11 et 12 mai 2015 <http://www.cigos.org>.
2. **Souad Ait Taleb**, Abdelmadjid Si Salem and Kamal Ait tahar. '*Bending behavior of a composite beam strengthened with FRP-jacket*', 1st International Conference on Structural Integrity (ICSI1) Madeira Island, Portugal on 1–4 September 2015 ; <http://icsi.inegi.up.pt>

Rencontres magrébines et nationales

1. Ait Tahar K and **Ait Taleb S**: « *Développement des poutres non homogènes en béton-geopolymere renforcées par des composites* » 5th International SAM, ACMA, Marrakech (2014) <http://acma2014.uiz.ac.ma>
2. **S. Ait Taleb**, A. Si Salem and K.Ait tahar « *Caractérisation expérimentale du comportement du béton-geopolymer à base d'argile renforcé de fibre composite* » Colloque International, CMMS Tizi Ouzou, Algérie, 12 & 13 novembre 2014 www.cmms14.dz

3. **Ait Taleb S**, Si Salem A, Ait tahar K, « *Analyse des poutres bi-couches renforcées par des composites en FRP* » 3rd International Conference on Composite Materials and Structures December 02-03, 2014 – Oran, Algeria cimsc.ustomb.dz
4. **Ait Taleb S**, Si Salem A, Ait tahar K « *Comportement des cylindres en béton géo polymère: analyse expérimentale* » 3ème Séminaire International INVACO Alger, 17 et 18 No IV. 2014 <http://www.usthb.dz/invaco>
5. **Ait Taleb Souad** and Si Salem Abdelmadjid. « *Analyse expérimentale et numérique du comportement au cisaillement de poutres composites confinées par collage de bandes en FRP* ». 5^{ème} Congrès Algérien de la Mécanique, El Oued, Octobre 2015 cam2015.org

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

La nouvelle technologie des bétons modifiés (éco-bétons) est une technique prometteuse. Les bétons modifiés connaissent actuellement un essor très important dans le domaine de génie civil, puisqu'ils possèdent des résistances mécaniques intéressantes, adhèrent bien aux autres matériaux et résistent mieux aux produits chimiques et aux agents corrosifs. Les travaux de recherches menés dans le but d'optimiser leurs formulations et leurs fabrications ont montré que celles-ci sont conditionnées par la recherche de caractéristiques supérieures, répondant à des besoins précis et nécessitant un coût de main-d'œuvre et des besoins en énergie moins élevés lors de sa fabrication et de sa mise en œuvre .

Le rôle des matériaux composites dans le renforcement des structures est important. De nombreux travaux de recherche et des réalisations pratiques ont démontré l'efficacité de la technique de réhabilitation des bâtiments et des ouvrages d'art par les composites. Au début des plaques d'acier étaient utilisées comme éléments de renforcement, mais elles ont été remplacées progressivement par les matériaux composites. L'utilisation de plus en plus fréquente des matériaux composites s'explique d'une part par leurs propriétés mécaniques élevées et d'autre part, par le progrès dans les procédés de leur fabrication durant ces dernières décennies.

Les matériaux non homogènes connus sous le nom de 'matériaux à gradient fonctionnel' (FGM) sont apparus 1984. Ce sont les chercheurs Japonais qui ont introduit pour la première fois cette nouvelle philosophie de matériaux intelligents capables de résister à des gradients de température très importants. Cette nouvelle classe de matériaux a suscité une attention particulière et un intérêt grandissant ces trois dernières décennies, grâce à l'avantage de la continuité des propriétés physiques dans une ou plusieurs directions, ainsi en raison de leur capacité à diminuer la disparité dans les propriétés matérielles, ce qui confère au matériau un comportement optimisé. Ces matériaux sont particulièrement utilisés dans les applications de haute technologie telles que : aérospatial, nucléaire, semi-conducteurs et en génie civil. Ces matériaux sont obtenus en changeant sans interruption les constituants des matériaux multi-phases dans une fraction prédéterminée de volume du matériau constitutif, Ils permettent d'enrichir les possibilités de conception et d'alléger les structures.

Les principaux objectifs de ce travail de recherche consistent à :

- Proposer une nouvelle conception de poutre non homogène en béton, renforcée par collage d'enveloppe composite, capable de reprendre simultanément le moment fléchissant et l'effort de tranchant. La poutre non- homogène est constituée d'un béton ordinaire à base de ciment portland dans la zone comprimée et d'un béton modifié à base d'argile corrigée de chaux dans la zone tendue. Cette dernière est confinée par une enveloppe composite.

- Optimiser la formulation du béton modifié qui assure un certain seuil de résistance acceptable. La formulation du béton modifié est obtenue en substituant une fraction de ciment portland par une fraction équivalente d'argile, corrigée par des ajouts de chaux à pourcentages contrôlés et variés, selon la masse de la fraction substituée. L'intérêt de cette conception est de réduire l'usage du ciment portland et de maintenir des seuils de résistance et de ductilité sans augmenter le poids propre de la structure et son coût de main d'œuvre
- Valider les résultats de la simulation numérique à base des éléments finis par la confrontation des résultats obtenus à ceux donnés par les essais.
- Proposer une nouvelle formulation permettant de tenir compte de l'apport en termes de rigidité flexionnelle de l'enveloppe composite, qui donne la variation du module de Young de la poutre non homogène renforcée en fonction de la fraction volumique de l'enveloppe composite dans le domaine élastique.
- Proposer un modèle théorique, dans le domaine post-élastique, en se basant sur les modèles de confinement existants dans la littérature. Ce modèle doit tenir compte de la non linéarité du comportement de la poutre dans le domaine post-élastique jusqu'à la rupture.

Le mémoire de thèse est structuré en quatre chapitres et est terminé par une conclusion générale et des perspectives.

Après une introduction générale sur les matériaux constitutifs de la nouvelle poutre développée, **le premier chapitre** est consacré à une recherche bibliographique composée de deux parties. La première partie est totalement dédiée aux matériaux fonctionnellement gradués, leurs propriétés, l'histoire de leur développement, ainsi que leurs domaines d'application. Un bref rappel sur le béton ordinaire, son comportement mécanique, les différents types des matériaux naturels utilisés, tels que l'argile et la chaux, ainsi une synthèse détaillée sur les matériaux composites, leurs comportement mécaniques, leurs constituants, leurs avantages et inconvénients sont résumés. La deuxième partie est dédiée à la présentation de plusieurs études, qui ont été menées sur le renforcement des poutres en béton armé, en exposant les détails des différents modes de rupture des poutres renforcées par collage de plaques composites.

Le **deuxième chapitre**, est dédié aux investigations expérimentales réalisées au niveau du laboratoire de génie civil. Les démarches réalisées et les protocoles expérimentaux suivis sont exposés. Les différents essais effectués pour la caractérisation des matériaux utilisés dans la confection des éprouvettes (cylindres, éprouvettes prismatiques et grandes poutres) sont présentés. Les résultats des essais donnant les valeurs des capacités portantes et des déformations correspondantes sont présentés et discutés. Les modes de rupture ainsi que la confrontation des courbes forces-déplacements des différents spécimens sont illustrés et discutés. L'amorce et la propagation des fissures dans le béton sont simulées et les modes de rupture de la structure, obtenus sont présentés et analysés.

Dans **le troisième chapitre**, une analyse non linéaire est réalisée à travers une simulation numérique à base des éléments finis, en utilisant le code de calcul ABAQUS. La modélisation des spécimens est menée dans un espace tridimensionnel. Le but est de déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant. Le matériau béton est modélisé suivant un modèle numérique permettant de tenir compte de la dissymétrie de son comportement en compression et en traction, ainsi qu'un couplage avec l'endommagement, et un modèle élastique orthotrope pour les composites est utilisé. Les résultats de la simulation numérique en termes de contrainte et de déformation et de dégradation de la rigidité sont présentés et discutés. Pour mettre en valeur l'apport de la nouvelle conception proposée, comparativement aux structures homogènes équivalentes en béton, les résultats des évolutions des courbes forces-déplacements et des différents modes de rupture sont confrontés aux résultats obtenus expérimentalement. Pour faciliter et rendre plus pratique le découpage du tissu, nous avons imaginé un nouveau procédé qui consiste à renforcer doublement la zone centrale de la poutre (double confinement) en utilisant deux parties distinctes du tissu composite qui chevauchent dans la zone centrale de la poutre. Une simulation préliminaire sur la poutre non homogène doublement renforcée dans sa zone centrale est effectuée. Les résultats sont présentés et discutés.

Dans **le quatrième chapitre**, une modélisation analytique du comportement mécanique des poutres non homogènes renforcées par collage de plaques composites, chargées en flexion, est réalisée. La fonction de loi de puissance des matériaux connus sous le nom 'matériaux à gradients fonctionnels', permet de décrire les variations des propriétés matérielles de la poutre non homogène, avec l'apparition des concentrations de contraintes dans les interfaces, en considérant que le matériau est continu mais change graduellement. Plusieurs modèles sont utilisés avec ou sans prise en compte de l'influence du cisaillement transverse.

Par la suite, nous avons présenté les différents modèles de confinement utilisés dans la littérature. En se basant sur la notion d'équilibre de la section, un modèle de confinement de la poutre développée est proposé. Ce modèle est fonction du paramètre non linéaire et de son évolution en fonction des différentes fractions de substitution considérées. Ce modèle développé est validé expérimentalement à travers la confrontation des résultats. Un ajustement statistique des résultats est effectué.

Le travail est terminé par une conclusion générale qui résume l'essentiel des résultats obtenus dans ce travail de recherche. Des perspectives pour des travaux futurs sont proposées.

Recherche bibliographique

Partie 1

Caractéristiques des matériaux utilisés

I.1. Introduction

Cette étude bibliographique fait l'état de l'art des principaux matériaux fonctionnellement gradués, utilisés dans la réalisation des poutres non homogènes renforcées par des matériaux composites, à travers une synthèse détaillée sur les bétons, les matériaux composites et les matériaux géologiques (naturels) tels que : l'argile et la chaux.. Leurs principales caractéristiques mécaniques intrinsèques et leurs lois de comportement respectives sous différents types de chargement sont présentées.

I.2. Matériaux à gradient fonctionnel

I.2.1. Préambule

Une nouvelle catégorie de matériaux composites est apparue, il s'agit des matériaux fonctionnellement gradués ou (*Functionally Graded Materials* : FGM), ces matériaux ont une microstructure et une composition qui varie graduellement et continuellement de manière à optimiser les performances mécaniques et thermiques de la structure qu'ils constituent. L'idée d'intégration des fonctions désirées dès la conception, au cœur même de la matière les rend des matériaux intelligents. Les applications spécifiques et les conditions environnementales conduisent à choisir chaque interface, ainsi du point de vue de leur potentiel d'application, ces matériaux possèdent de multiples avantages : amélioration en termes de rigidité, tenue à la fatigue, résistance à la corrosion ou conductivité thermique. En plus d'avoir une gradation des propriétés permettant ainsi d'augmenter ou de moduler des performances telles que la réduction des contraintes locales [1,2] ou encore l'amélioration du transfert de chaleur [3].

Les FGM sont apparus en 1984 dans une université Japonaise dont le but de réaliser un engin spatial dont un revêtement pouvant résister à des conditions thermiques très sévères. L'idée est alors de concevoir un matériau ayant d'excellentes propriétés mécaniques et qui peut répondre à des exigences environnementales. Le résultat est l'obtention d'un matériau avec une gradation continue dans la direction de l'épaisseur, passant d'une face totalement métallique vers une face totalement céramique. En 1987, un programme national de recherche et de développement sur les FGM a vu le jour au Japon. Grâce à l'union de chercheurs, des institutions publiques et de l'industrie, une enveloppe extérieure d'une navette intercontinentale à base d'un matériau FGM. H b a été construite.

Le flux de chaleur énorme frappant la majorité des surfaces qui sont exposées à la friction par l'air, lors de la période de rentrée dans la navette dans l'atmosphère terrestre et la protection intérieure contre un réchauffement étaient les défis majeurs. D'où la nécessité d'utilisation d'un revêtement céramique pour protéger le fuselage contre des températures qui se développent à la surface. L'idée fût alors de produire une transition douce, donc graduelle entre métal pur et céramique pure, appelée matériau à gradient fonctionnel.

En 1990 a eu lieu la première conférence internationale sur les FGM à Sendai-city au Japon. En 1992, les matériaux à gradient fonctionnel ont été sélectionnés parmi les dix premières technologies de pointe au Japon et actuellement dans le monde entier.

I.2.2. Définition et domaines d'application

Les matériaux à gradient fonctionnel sont une nouvelle classe de matériaux composites dont les propriétés thermomécaniques varient selon une loi de fonction continue (figure I.1) à travers l'épaisseur [4].

Les FGM possèdent une structure spéciale, ce qui permet d'éviter les concentrations de contraintes aux niveaux des interfaces (provoquant le délaminage) et grâce à l'association des matériaux, les propriétés mécaniques et thermiques sont plus améliorées. Ces matériaux sont très utilisés dans les industries aéronautiques, aérospatiales, biomécaniques, automobiles et dans bien d'autres applications technologiques.

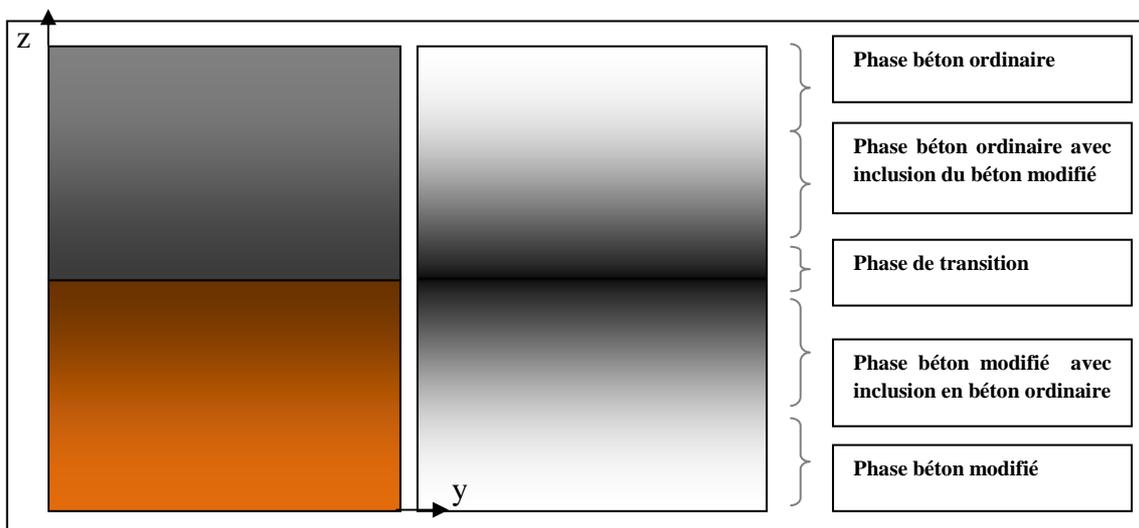


Figure I.1. Variation continue des propriétés et de la microstructure (schématisée).

Les FGM sont des matériaux légers, forts et durables. Actuellement, on les trouve dans le domaine des matériaux de construction, matériaux de conversion d'énergie, nucléaire et semi-conducteur. Ils sont connus par deux propriétés contradictoires : la conductivité et l'isolation thermique.

La figure I.2 illustre les différents domaines d'application des FGM.

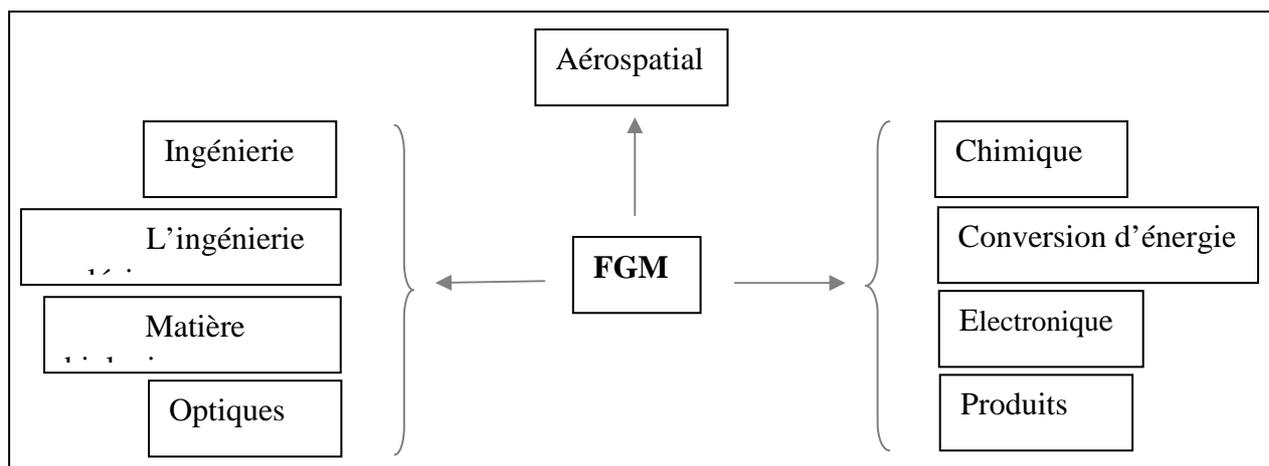


Figure I.2. Les principaux domaines d'application des FGM.

I.2.3. Notion des lois

La variation des fractions de volume est la propriété matérielle qui définit les FGM. La plupart des chercheurs emploient la fonction de puissance, la fonction exponentielle ou la fonction sigmoïde, pour décrire ces fractions de volume. La fonction utilisée dans la fabrication de notre poutre est la fonction puissance (figure I.3).

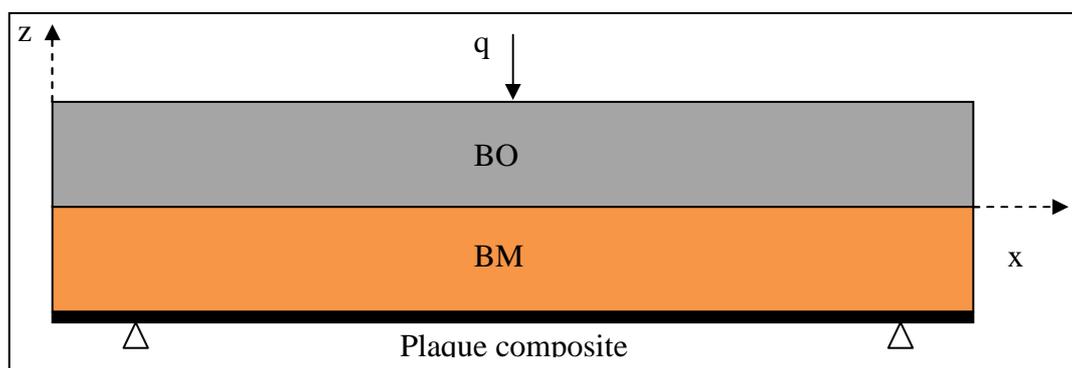


Figure I.3. Représentation de la poutre FGM.

Les coordonnées x et y définissent le plan de la poutre, tandis que l'axe z est perpendiculaire à la surface moyenne de la poutre et dans la direction de l'épaisseur. Les propriétés du matériau dont le module de Young et le coefficient de Poisson sur les faces supérieures et inférieures sont différentes. Ils varient de façon continue, suivant l'épaisseur (l'axe z) soit : $E = E(z)$ et $\nu = \nu(z)$.

Jin et Batra (1996) indiquent que l'effet du coefficient de poisson sur les déformations est négligeable comparativement à celui du module de Young [5]. Par conséquent, le coefficient de Poisson peut être supposé comme constant. Cependant, Le module de Young dans la direction de l'épaisseur de la plaque FGM varie en fonction de la loi de puissance (P-FGM), la fonction exponentielle (E-FGM) ou avec la fonction sigmoïde (S-FGM).

I.2.4. Propriétés matérielles de la poutre FGM

I.2.4.1. La fraction volumique P-FGM

La rigidité de la poutre est supposée variable suivant sa hauteur ‘h’ ; la fraction volumique des matériaux P-FGM est supposée obéir à une fonction en loi de puissance représentée par la relation I.1 :

$$g(z) = \left(\frac{2z + h}{2h} \right)^p \dots\dots\dots(I.1)$$

Où ‘P’ est un paramètre matériau et ‘z’ est dirigé suivant l’épaisseur ‘h’ de la poutre. Les propriétés matérielles d’une poutre P-FGM [6], peuvent être déterminées par la loi des mélanges:

$$E(z)_{P-FGM} = E_{BO} + \left(\frac{z}{h} + \frac{1}{2} \right)^p (E_{BM} - E_{BO}) \dots\dots\dots(I.2)$$

Telle que :

E_{BM} : rigidité de la partie inférieure de la poutre FGM (béton modifié).

E_{BO} : rigidité de la partie supérieure de la poutre FGM (béton ordinaire).

La variation du module de Young dans la direction d’épaisseur de la poutre P-FGM est représentée sur la figure I.4.

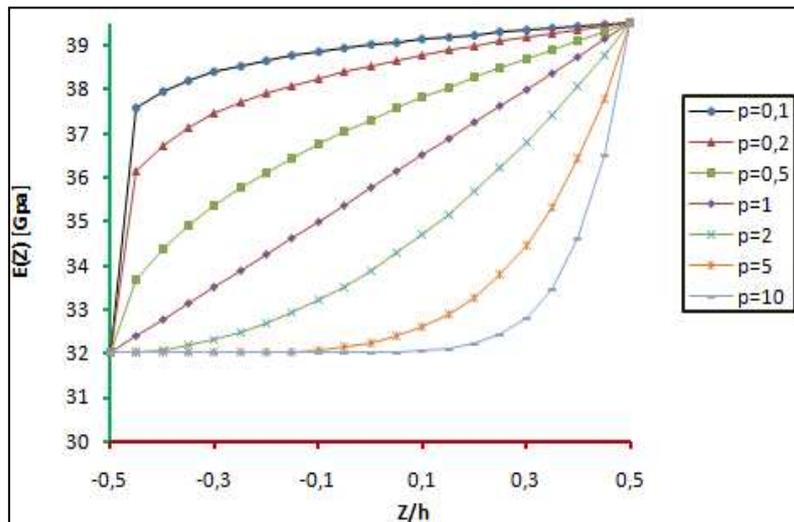


Figure I.4. Variation de la fraction volumique dans une poutre P-FGM.

I.2.4.2. La fraction volumique E-FGM

La majorité des chercheurs utilisent la fonction exponentielle [6], pour décrire les propriétés matérielles des matériaux E-FGM, qui s’écrit sous la forme de la relation I.7 :

$$E(z)_{P-FGM} = E_{BM} e^{\beta(z+h/2)} \dots\dots\dots(I.7)$$

$$\beta = 1 / h \ln\left(\frac{E_{BO}}{E_{BM}}\right) \dots\dots\dots(I.8)$$

La variation du module de Young à travers l'épaisseur de la poutre E-FGM est représentée sur la Figure I.5.

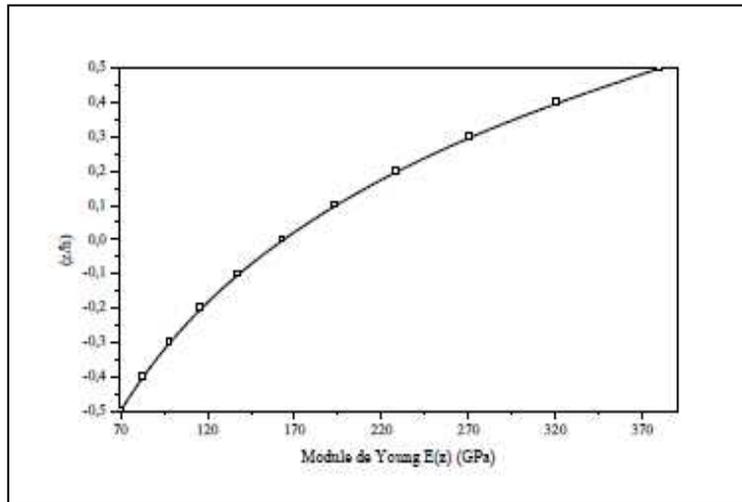


Figure I.5. Variation de la fraction volumique dans une poutre E-FGM.[7]

I.2.4.3. La fraction volumique S-FGM

Pour définir la fraction de volume de la poutre S-FGM, deux fonctions de loi de puissance sont utilisées, ayant comme objectif l'assurance d'une bonne distribution des contraintes parmi toutes les interfaces. Les deux fonctions de loi de puissance sont définies par les relations I.3 et I.4 :

$$g_1(z) = \frac{1}{2} \left(\frac{h/2 - z}{h/2}\right)^p \text{ pour } -h/2 \leq z \leq 0 \dots\dots\dots(I.3)$$

$$g_2(z) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{h/2 - z}{h/2}\right)^p \text{ pour } 0 \leq z \leq h/2 \dots\dots\dots(I.4)$$

En utilisant la loi des mélanges, le module de Young de la poutre S-FGM peut être calculé par la relation I.5, sa variation est représentée sur la Figure I.6. :

$$E(z)_{P-FGM} = g_1(z)E_{BO} + (1 - g_1(z))E_{BM} \text{ pour } -h/2 \leq z \leq 0 \dots\dots\dots(I.5.a)$$

$$E(z)_{P-FGM} = g_2(z)E_{BO} + (1 - g_2(z))E_{BM} \text{ pour } 0 \leq z \leq h/2 \dots\dots\dots(I.5.b)$$

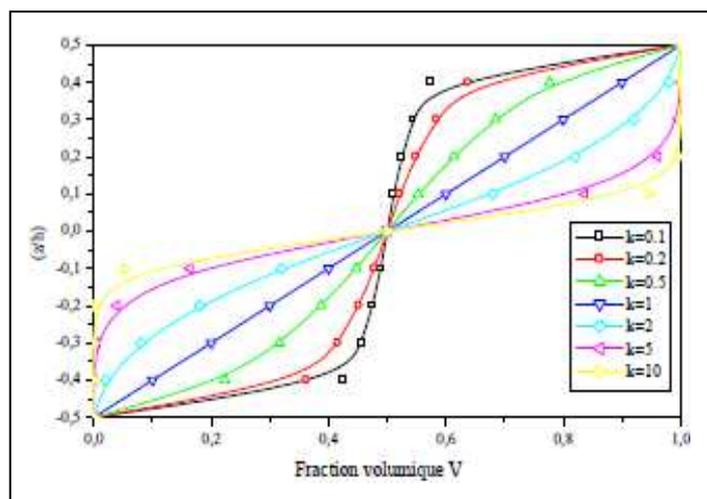


Figure I.6. Variation de la fraction volumique dans une poutre S-FGM.[7]

I.3. Le béton

I.3.1. Historique et définition

Le béton est né du besoin d'avoir un matériau de construction 'bon marché', malléable au moment de la mise en place et résistant. La forme la plus ancienne du béton remonte à 7000 ans avant JC. Un matériau similaire était connu des égyptiens et des Romains, mais l'essor réel du béton, tel qu'on le connaît aujourd'hui est dû à l'anglais Joseph Aspdin qui en 1824 fait breveter le ciment Portland. Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau de gâchage. Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit. La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier. Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomerat solide. Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

I.3.2. Constituant

Les constituants du béton ordinaire peuvent être donnés comme suit :

I.3.2.1. Ciment portland

Il s'agit d'un mélange, finement moulu de roche calcaire(craie) et de schiste (argile), homogénéisé, séché, décarbonaté puis fondu(1500°C) dans un four rotatif. Ensuite ce mélange est refroidi rapidement et enfin broyé. On obtient ainsi le clinker Portland. Le clinker est finement broyé pour donner un ciment. Ce broyage s'effectue dans des broyeurs à boulets, gros cylindres chargés de boulets d'acier et mis en rotation. Lors de cette étape, le gypse (3 à 5%), indispensable à la régulation de prise du ciment, est ajouté au clinker. On obtient alors le ciment. Les matières premières (calcaire, argile) sont obtenues à partir de carrières naturelles à ciel ouvert. Elles sont extraites des parois rocheuses par abattage à l'explosif ou à la pelle mécanique. C'est la raison pour laquelle les cimenteries sont situées près de carrières de calcaire ou de craie. C'est le constituant qui va réagir chimiquement avec l'eau, devenir résistant et lier tous les ingrédients.

I.3.2.2. L'eau

Nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton (effet lubrifiant) dans la mesure où on n'abuse pas de cette influence par un excès d'eau qui diminue les résistances et la durabilité du béton. L'eau doit être propre et ne pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis). L'eau potable convient toujours. Le gâchage à l'eau de mer est à éviter, surtout pour le béton armé.

La quantité d'eau varie avec un très grand nombre de facteurs (dosage en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais) ; elle est, en général, comprise entre 140 et 200 l/m³. Il convient de tenir compte de l'eau apportée par les granulats. Il est souvent utile de contrôler la plasticité à l'aide d'essais simples connus. Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ses performances: résistance mécanique à la compression, durabilité.

I.3.2.3. Les granulats

Différents par leur taille, leur couleur, leur forme et participent d'autant à la définition du matériau : finesse du revêtement, couleur, réverbération, rugosité. Tous les granulats ne supportent pas les mêmes usages. Les roulés apportent de l'éclat et de la glissance au revêtement contrairement aux concassés.

Les granulats silico-calcaires ont des résistances mécaniques moindres que les granulats granitiques, mais ont des teintes différentes. Leur provenance peut être variée, mais elle entraînera dès lors des difficultés de gestion.

Les granulats (sables, gravillons) constituent le squelette du béton. Ils doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air.

I.3.2.4. Les plastifiants

Ils augmentent « l'ouvrabilité » du béton (facilité avec laquelle on peut travailler le béton).

I.3.2.5. Les adjuvants

Sont des matériaux actifs ajoutés en très petite quantité (souvent liquide) dans le but d'influencer certaines propriétés par une action chimique ou physique. Ils ne doivent pas modifier défavorablement la durabilité du béton ou toute autre propriété du béton armé.

I.3.2.6. Les additifs

Sont des matériaux en fines particules qui peuvent être ajoutés en quantités limitées pour influencer certaines propriétés ou obtenir des propriétés particulières. Ils sont à prendre en compte dans la composition volumétrique. On peut distinguer les additifs à caractère hydraulique latent (ex: cendres volantes,...) qui renforcent le pouvoir de liaison ciment et les additifs neutres (ex: poudres colorantes,...). Ces additifs doivent bien sûr être sans danger pour le béton.

I.3.3.Caractéristiques Mécaniques intrinsèques

I.3.3.1. Résistance à la compression

L'essai de compression est utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques (Résistance à la compression R_c , module d'élasticité E et le coefficient de poisson ν) et la loi de comportement du béton. [5]. La charge de rupture F est la force maximale enregistrée au cours de l'essai. Si « S » est la section droite de l'éprouvette, la résistance à la compression R_C est donnée par la relation (I.9).

$$R_c = F / S.....(I.9)$$

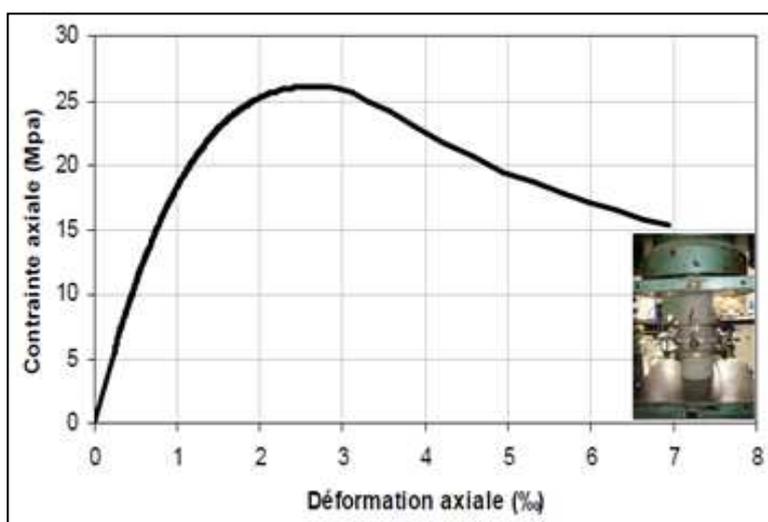


Figure I.7.Comportement du béton à la compression.[8]

I.3.3.2. Résistance à la traction

➤ Traction par fendage

Cet essai permet de déterminer la contrainte de rupture à la traction par fendage (NF P 18 408). L'essai est effectué sur une éprouvette cylindrique 150 x 300 mm. Le montage intermédiaire permettant d'imposer la charge sur deux génératrices opposées, doit être parfaitement centré sur le plateau inférieur de la presse. La plaque de base du dispositif d'essai est équipée de quatre ressorts pour le centrage et la fixation du spécimen (FigureI.8), la contrainte de rupture est donnée par la relation I.10 :

$$R_t = 2F / \pi Dh.....(I.10)$$

F : charge de rupture.

D : diamètre du cylindre.

h : hauteur du cylindre.

Du fait que la rupture s'effectue au-delà du domaine élastique, la résistance à la traction par fendage est supérieure à la résistance à la traction axiale $f_{ct,ax}$. L'ENV 206 (Eurocode 2) permet d'évaluer la valeur de cette dernière en appliquant un coefficient de conversion :

$$f_{ct,ax} = 0,9 f_{ct,sp} \dots\dots\dots(I.11)$$

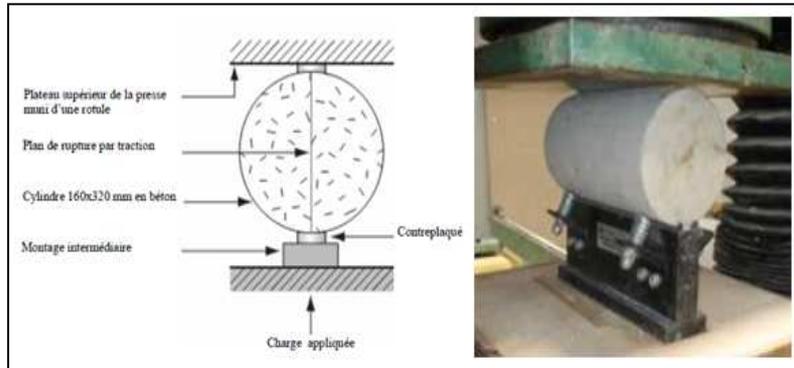


Figure I.8. Comportement du béton à la traction par fendage.[8]

➤ **Traction par flexion**

On retiendra que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression : Avec a : une valeur donnée ; F_r : force de rupture.

$$R_t = R_c / 10 \dots\dots\dots(I.12)$$

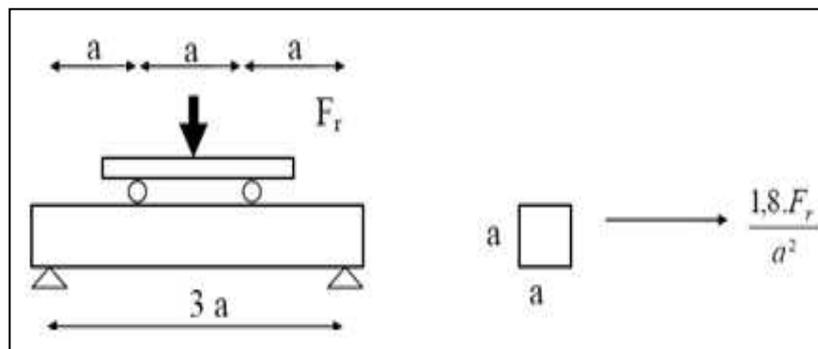


Figure I.9. Essai de traction par flexion. [6]

I.3.3.3. Module de déformation instantané

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette, on observe que la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.

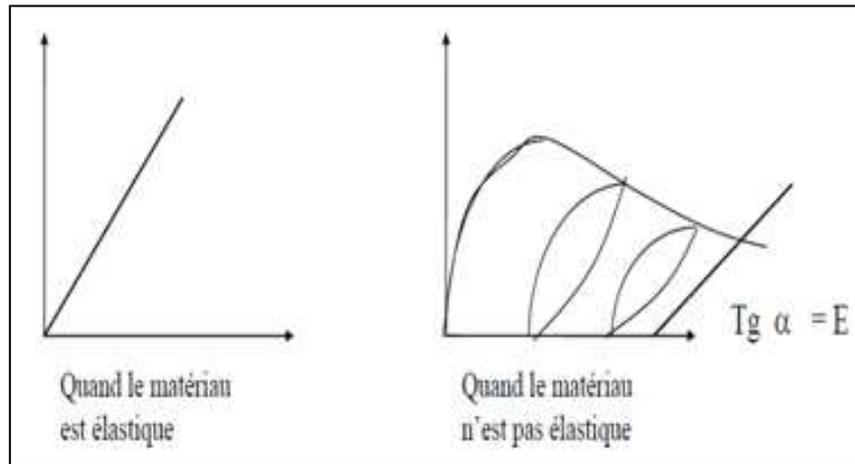


Figure I.10. module de déformation instantané. [6]

On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 H.

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \dots\dots\dots(I.13)$$

i : instantané; j : jour

I.3.3.4. Coefficients de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu=0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu=0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.3.4. Contribution du béton à base de ciment à la pollution

Depuis la fin du XX^{ème} siècle, les conséquences d'origine anthropique sur l'environnement ont été observées à une échelle globale, planétaire [9]. L'émission de dioxyde de carbone (CO₂) ou de dioxyde d'azote qui est considéré comme un gaz à effet de serre, par plusieurs secteurs d'activité et plus particulièrement ceux concernant la gestion d'énergie, des ressources naturelles, des matières premières et des transports, est la principale cause du réchauffement de la planète. Pour cela la maîtrise des émissions de gaz à effet de serre est donc devenue un enjeu mondial majeur (sommet de Copenhague décembre 2009).

L'utilisation d'autres liants hydrauliques que le clinker est une stratégie alternative qui permet de limiter le CO₂. Ainsi l'utilisation de matériaux de substitution, notamment d'origine industrielle permet d'éviter les émissions de CO₂ liée à la décarbonatation du calcaire lors de la production de clinker. Cette alternative permet de réduire les rejets et d'économiser l'énergie primaire.

Parmi les composants du béton, le ciment qui est non seulement consommateur de calcaire, mais est également à l'origine de la majeure partie des émissions des gaz à effet de serre [9], dont:

- Plus de 80% sont liés à la phase de production
- Entre 10 % et 15% sont dus à la mise en œuvre
- Entre 2 % et 5% sont attribués au transport

Les produits de substitution, appelés ajouts cimentaires, peuvent être :

- d'origine artificielle (très souvent) : Ce sont dans ce cas des déchets d'autres industries, comme les laitiers des hauts-fourneaux de l'industrie sidérurgique ou les cendres volantes issues du filtrage des fumées de centrales électriques à charbon.
- Naturels (parfois) : roche pouzzolane (roche siliceuse légère produite par des projections volcaniques basaltiques. Elle comporte de la silice, de l'alumine, de l'oxyde ferrique (qui lui donne sa couleur rouge), ainsi que de la chaux et de la magnésie).

Ce procédé est cependant limité par la disponibilité des déchets pouvant être utilisés comme substituant au clinker. Ce travail consiste à substituer le ciment portland par des ajouts des matériaux naturels tels que l'argile et la chaux, qui seront présentés par la suite.

I.4. Les Argiles

I.4.1. Définition

Le terme argile vient du grec («argos » = blanc), montrant que les potiers de l'Antiquité se sont d'abord intéressés à des glaises blanches ou à des argiles calcaires cuisant blanc. Ce terme est cependant mal défini techniquement, car il possède différents sens qui ne se recouvrent que globalement. Les argiles sont obtenues par dégradation physique (gel, cristallisation de sels,..) et altération par l'hydrolyse des minéraux des roches éruptives et magmatiques (granites et basaltes) sous l'action physique et chimique des eaux de surface des matériaux. Donc, ils sont considérés comme des matériaux sédimentaires de la couche superficielle de l'écorce terrestre. Les minéraux argileux sont fondamentalement constitués de silicium, aluminium, oxygène et ions hydroxyles. Ce sont des phyllo-silicates d'alumine hydratés, le préfixe « phyllo » désignant des minéraux qui prennent des formes de feuillets.

L'argile peut désigner :

- des minéraux de structures et propriétés particulières ;
- des roches argileuses composées pour l'essentiel de ces minéraux ; la partie la plus fine (< 2 μm) d'une analyse granulométrique d'un sol meuble, bien que des cristaux des minéraux argileux puissent être plus gros que 2 μm et que ceux des autres éléments, comme le quartz, puissent être plus petits.

L'intérêt accordé ces dernières années à l'étude des argiles par de nombreux chercheurs aux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, Ils couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre [10].

I.4.2. Formation des argiles

Les argiles sont des matériaux détritiques issus d'altérations physiques (gel, choc thermique,..) suivies de réactions chimiques du type : Silicates parentaux primaires (quartz, feldspaths, pyroxène, amphibole...) + eau de percolation => silicates stables (quartz) ou incomplètement altérés (feldspaths) + minéraux secondaires (minéraux argileux et hydroxydes de Fer et Aluminium) + solutions enrichies en ions. Selon la nature de la solution de percolation, la réaction est une acidolyse, une hydrolyse (pH neutre, eau pure ou chargée en CO₂), une salinolyse ou une alcalinolyse.

I.4.3. Principales argiles

Les argiles les plus importantes pour la terre cuite sont les suivantes :

I.4.3.1. Kaolinite

La kaolinite est fréquente dans les sédiments argileux provenant de l'altération de roches acides riches en feldspath (granites par exemple). Elle présente une forte teneur en alumine (46 %) et montre des propriétés de plasticité, de faible retrait au séchage et à la cuisson. La kaolinite $Al_2 [Si_2.O_5.](OH)_4$, ou écrite en oxydes équivalents $2SiO_2.Al_2O_3.2H_2O$, (de Kaoliang, lieu géographique de Chine), minéral à deux couches T-O. Le feuillet est neutre et l'espace inter foliaire est vide. L'unité structurale a une épaisseur de 7,2 angströms. Les feuillets sont liés par des liaisons hydrogène. La structure est stable et cette argile n'est pas gonflante.

Elle demande des températures de cuisson élevées et elle est assez réfractaire après cuisson [11]. Des modifications mineures de structure donnent la Halloysite Nacrite, la Dickite. Dans la Serpentine, le Magnésium remplace l'Aluminium. La Figure I.11 montre la Pierre de la Kaolinite : Echelle macroscopique et microscopique.



Figure I.11. Pierre de la Kaolinite : Echelle macroscopique et microscopique.[11]

I.4.3.2. Smectite

Les smectites (du grec « smektikos », qui nettoie) comme la montmorillonite (de Montmorillon en France), appelée aussi bentonite aux USA, (de Fort Benton). Dans les

argiles naturelles à trois couches T-O-T, il peut y avoir différentes substitutions dans les couches, avec des teneurs variables en Na, Ca, Al, Fe, Mg. Cela produit différents niveaux de charge. Dans les smectites, ce niveau de substitution est assez faible (0.2 à 0.6 charge par unité, en moyenne 0.33) et en compensation, il y a des absorptions d'ions compensateurs plus ou moins liés. Dans la montmorillonite, un Al^{3+} sur huit des sites orthogonaux est remplacé par le Mg^{2+} . Les feuillets initiaux ne sont plus neutres et des compensations sont faites par des ions faiblement liés (Ca^{2+} dans la majorité des smectites, Na^{+} moins fréquemment). Les smectites se caractérisent par l'interchangeabilité importante d'ions (Mg^{2+} , Fe^{3+}) et ainsi que leur capacité à fixer de l'eau dans l'espace inter foliaire. L'écart réticulaire est donc variable entre 10 et 21 Å en fonction de la présence d'eau. Les cristaux sont généralement très fins [11]. De cette structure et de cette capacité d'absorption d'eau dans l'espace inter foliaire, découlent leurs propriétés particulières de haute plasticité, de grande absorption d'eau, de retrait/gonflement important, de pouvoir liant, d'absorbant. Les Saponites, les Nontronites et les Beidellites sont des variétés de smectite (Voir Figure I.12).

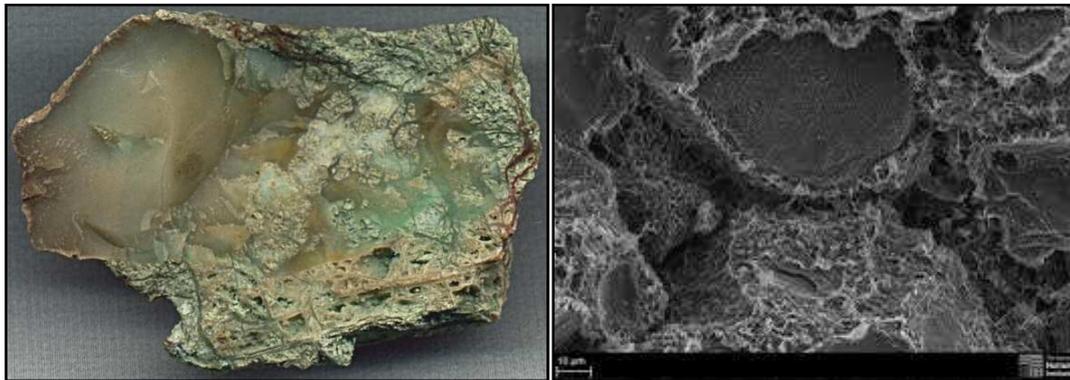


Figure I.12. Pierre de la smectite: Echelle macroscopique et microscopique. [11]

I.4.3.3. Illites

Le minéral argileux le plus répandu dans la terre cuite appartient lui aussi au groupe à trois couches mica avec potassium, il est appelé Illite (de l'état de l'Illinois). Les illites sont souvent des mélanges et ne sont sans doute pas un groupe distinct des micas. Dans la plupart des sites tétraédriques, Al^{3+} a remplacé Si^{4+} . Il y a une charge négative élevée (entre 0.8 et 1 par formule) compensée principalement par des ions K^{+} avec de fortes liaisons. La composition de l'Illite est variable en fonction des conditions de formation. Il a une capacité d'échange limitée et l'espace inter foliaire reste constant. Il contient un peu moins de potassium mais plus d'eau que la muscovite. On dit parfois que l'illite est un «hydro mica ». La présence de potassium qui joue le rôle de flux peut abaisser la température de début de fusion vers 1050 °C. L'illite apporte de la plasticité [11]. C'est le type d'argile commun le plus utilisé dans la terre cuite. La Glauconite est une illite riche en fer. Dans la Paragonite, le potassium est remplacé par le sodium (Voir Figure I.13).

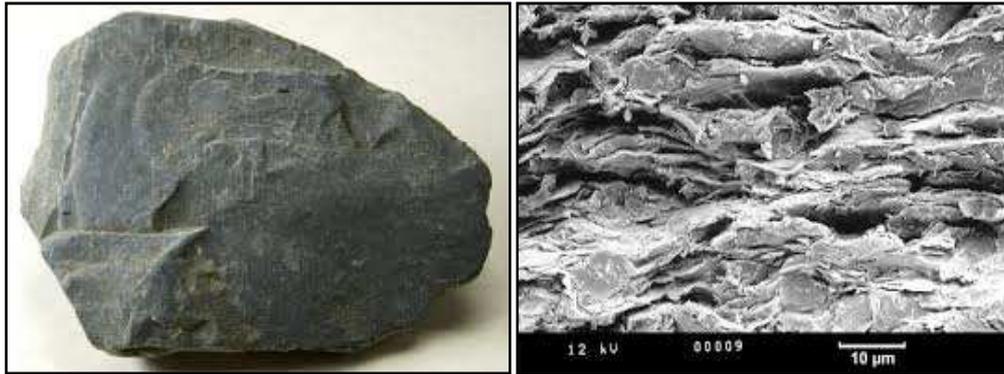


Figure I.13. Pierre de l'Illite: Echelle macroscopique et microscopique.[11]

I.4.3.4. Chlorites

Les chlorites (du grec « khlôros » vert) sont encore des composés à trois couches T-O-T. Ici, l'espace inter foliaire est garni par des composés de Mg et OH qui forment pratiquement une quatrième couche stable, proche de la brucite. On parle parfois d'une structure T-O-T-O. La capacité d'échange est limitée et l'écart réticulaire reste constant (14,1 Å). Les chlorites sont assez fréquents dans les argiles pour terre cuite (Voir Figure I.14).

Il faut encore noter l'existence de nombreux composés, un peu moins courants, très voisins par leurs compositions chimiques et leurs structures et auxquels les composés précédents sont souvent mélangés [11]. Ils sont connus par leurs formes en feuillet, leurs propriétés glissantes et absorbantes. On a parlé des pyrophyllites, du talc, ...Il y a aussi les vermiculites, argile à trois couches, proches des smectites, qui, chauffées, augmentent de volume jusqu'à vingt fois et s'exfolient en filaments (ou vermicule).



Figure I.14. Pierre de la Chlorite : Echelle macroscopique et microscopique.[11]

I.4.4. Propriétés des argiles

Les minéraux argileux possèdent beaucoup de propriétés, parmi ces dernières on peut distinguer les suivantes :

I.4.4.1. L'absorption

Est la propriété que présentent les solides et les liquides de retenir certaines substances (gaz ou liquides) dans la totalité de leur volume (comme dans une éponge). Remplissage passif d'un corps poreux, capillarité.

I.4.4.2. L'adsorption

Est un phénomène de surface par lequel des atomes ou des molécules de gaz ou de liquides (adsorbats) se fixent sur une surface solide (adsorbant) selon divers processus plus ou moins intenses. Un atome adsorbé est un adatome. Ce phénomène a une très grande importance dans l'évolution de nombreuses réactions chimiques. Le phénomène inverse, par lequel les molécules adsorbées sur une surface s'en détachent, notamment sous l'action de l'élévation de la température, ou de la baisse de pression, se nomme la désorption.

I.4.4.3. L'adhérence

Lorsque les feuillets d'argile se fixent sur un support, l'adhérence qui en résulte est efficace, ces propriétés d'adhérence permettent à l'argile de recouvrir en continu la surface exposée, à la manière d'un pansement protecteur, et/ou d'enrober plus ou moins complètement un petit ensemble bien différencié mobile ou fixé telle une bactérie, et de l'inhiber en l'isolant du milieu, ce qui limite considérablement son action.

I.5. La Chaux

I.5.1. Définition

La chaux est obtenue par calcination d'un calcaire. Selon la nature du calcaire utilisé, on obtient plusieurs types de chaux. Un calcaire très peu siliceux donne des chaux calciques ou aériennes.

Un calcaire moyennement siliceux donne des chaux hydrauliques, c'est la chaux aérienne contenue dans le liant qui conditionne les propriétés intéressantes pour le bâti ancien : respiration du support, souplesse des enduits, onctuosité du mortier, prise progressive par carbonatation.



Figure I.15. Pierre de la Chaux : Echelle macroscopique et microscopique [11]

I.5.2. Types de chaux

I.5.2.1. Les chaux aériennes (CL)

Issues de calcaires très peu siliceux, elles ont une utilisation limitée dans la construction car très handicapées par leur manque d'hydraulicité naturelle. On les bâtarde parfois avec des liants hydrauliques pour sécuriser l'ouvrage. Ces chaux sont généralement recommandées pour les «décors» où leur finesse et leur blancheur jouent pleinement leur rôle.

I.5.2.2. Les chaux hydrauliques naturelles (NHL)

Les plus utilisées dans la construction, elles sont issues des calcaires siliceux. Elles procurent au mortier, sans ajout, une 1^{ère} prise hydraulique qui sécurise l'ouvrage réalisé, puis une 2^{ème} prise aérienne qui, par re-carbonatation au contact de l'air, donnera à l'enduit toute sa patine. Ces chaux normalisées conviennent pour les maçonneries, les enduits et les décors.

I.5.2.3. Les chaux hydrauliques (HL)

Elles ont toutes les caractéristiques des mélanges chaux-ciment pour confectionner des mortiers dits bâtards à l'ancienne, avec l'avantage d'un mélange homogène et régulier de chaux hydraulique naturelle et de ciment réalisé en usine. Ces chaux normalisées conviennent pour la réalisation d'enduits, pour le rejointoiement (pierres dures uniquement) et pour le montage de blocs béton et de briques.

Le tableau I.1 résume les paramètres mécaniques, physiques et chimiques de la chaux hydrauliques NHL:

Tableau I.1. Paramètres mécaniques, physiques et chimiques de la chaux

Caractéristiques de la chaux	NHL 5	NHL 3.5	NHL 3.5 Blanche	NHL 2
Propriétés mécaniques				
Résistance à la compression à 28 jours(Mpa)	2 – 5.1	1.78	2.02	/
Résistance à la compression à 90 jours(Mpa)	5 – 8.1	3.5 – 5.41	3.5 – 5.79	3.42
Résistance à la flexion à 28 jours (Mpa)	0.9	1,45	3 100	/
Résistance à la flexion à 90 jours(Mpa)	1.3	/	/	/
Propriétés physiques				
Surface spécifique Blaine (mm ² /Kg) x10 ⁵	7.882	7.684	11.677	12.796
Expansion (mm)	0.8	0.5	0.1	0.1
Masse volumique apparente (kg/mm ³) x10 ⁻⁶	0.83	0.751	0.563	0.610
Masse volumique réelle (kg/mm ³) x10 ⁻⁶	2.75	2.68	2.66	2.62
Eau libre (%)	0.55	0.51	0.56	0.71
Propriétés Chimiques				
SO3 (%)	2.6 %	1.62 %	1.86 %	0.91 %
Chaux libre (%)	10.2	17.5	25.7	25.7

I.6. Les Matériaux composites

I.6.1. Définition et domaine d'application

Un matériau composite est constitué de deux phases non miscibles et compatibles. Une phase continue appelée matrice et une phase discontinue appelée renfort.

Contrairement aux matières premières classiques, dont on connaît à l'avance les caractéristiques mécaniques, celles des composites ne sont réellement connues qu'après fabrication, car on réalise, en même temps, le matériau et le produit. Actuellement, les composites à matrice organique représentent plus de 99% des matériaux composites ; toutefois, il existe également des composites à matrice inorganique (métallique ou céramique) dont la diffusion reste encore marginale. Les matériaux composites, tels qu'ils sont définis dans le cadre de ce chapitre, ont été volontairement limités à ceux constitués par :

- Une matrice organique, résine thermoplastique (TP) ou thermodurcissable (TD).
- Une structure de renfort constituée de fibres, qui peuvent être de verre, de carbone, d'aramide ou de fibres naturelles (lin, chanvre, sisal).

Ces deux constituants principaux reçoivent des additifs ou charges nécessaires pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la matrice. Ils permettent également de modifier l'aspect ou les caractéristiques. A titre indicatif, on peut citer : Les pigments de coloration, les agents anti-UV, les charges ignifugeantes, charges pour l'isolation thermique ou acoustique.....

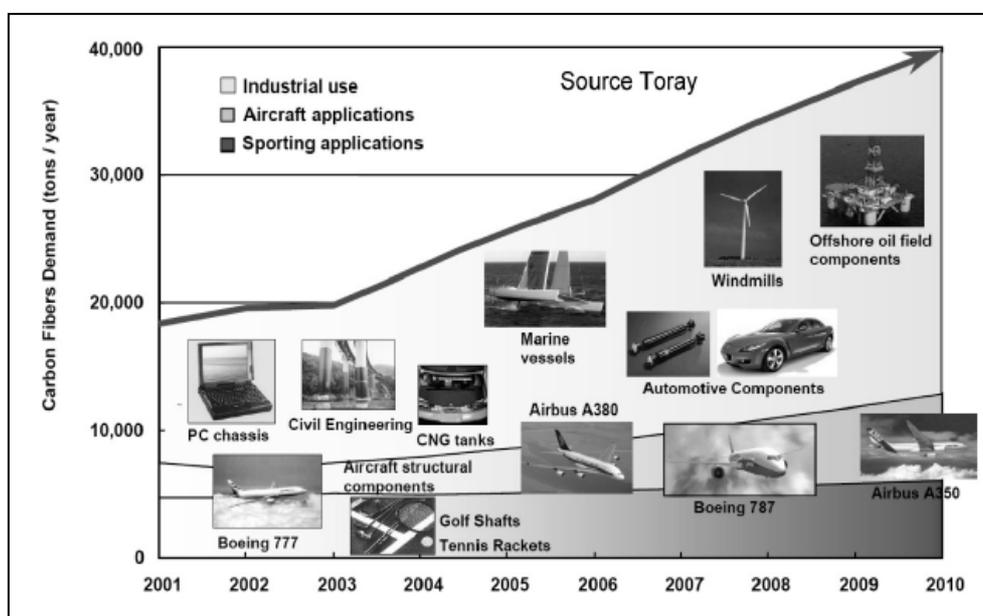


Figure I.16 .Demande en fibres de carbone des différents secteurs industriels en tonnes/an. [15]

Par conséquent, les matériaux composites sont actuellement très utilisés dans l'industrie et particulièrement dans les domaines aérospatial et aéronautique, où les gains de masse sur

structures sont stratégiques. On notera toutefois que, même si l'industrie aéronautique reste un acteur majeur du développement des structures hautes performances, les matériaux composites sont également très utilisés dans le domaine du sport [12], du génie civil, du domaine naval, du secteur automobile, du domaine éolien (principal consommateur actuel de fibres de carbone) et du domaine pétrolier off-shore (réalisation de risers composites) comme montré sur la Figure I.16.

I.6.2. Constituants des matériaux composites

Dans cette section, les différents matériaux utilisés pour les matrices et les renforts sont présentés [13,14]. Il convient de noter que tous les types de matériaux ne peuvent être associés et que la qualité de l'adhésion entre la matrice et les renforts est un point essentiel dans le choix des constituants.

I.6.2.1. Les différentes matrices

Les matrices peuvent être décomposées en quatre catégories en fonction du besoin industriel : les matrices thermodurcissables, les matrices thermoplastiques, les matrices thermostables, et les matrices métalliques et céramiques.

➤ Les matrices thermodurcissables

Ils sont les plus utilisées dans l'industrie. En effet, les matrices polyester ont des propriétés mécaniques intéressantes pour un faible coût et représentent 90% du marché. Toutefois, leurs propriétés mécaniques se dégradent fortement à partir de 120°C et ces matrices sont sensibles à l'impact. Les matrices époxy ne représentent que 5% du marché global, mais sont les plus utilisées pour les applications aéronautiques hautes performances froides (<180°C) car elles présentent de bonnes propriétés mécaniques intrinsèques et ont une forte adhésion avec les fibres de carbone ou de verre. Toutefois, le temps de polymérisation de ces matrices et leur coût limitent leur usage aux applications structurales fortement sollicitées mécaniquement.

➤ Les matrices thermoplastiques

Contrairement aux matrices thermodurcissables peuvent être réchauffées sans dégradation irréversible du matériau ce qui est particulièrement intéressant pour les réparations ou le recyclage. Ces matrices présentent, de plus, une bonne tenue à l'impact. Toutefois, de par leur sensibilité aux solvants et leur coût de fabrication (les températures de cuisson sont nettement plus élevées que pour les matrices thermodurcissables) leur usage dans le domaine aéronautique et aérospatial reste faible et limité à des structures « exposées » aux différents types d'impact (utilisation de composite thermoplastique AS4/PEEK pour la fabrication de volets secondaires de l'A380).

Une tendance actuelle consiste à insérer au sein des matrices thermodurcissables des nodules thermoplastiques afin de doper la tenue à l'impact de ces matériaux (les matériaux T700GC/M21 ou T800S/M21, utilisant ce type de matrice, sont utilisés pour l'A380 et l'A400M).

➤ **Les matrices thermostables**

Elles présentent de bonnes propriétés mécaniques jusqu'à des températures relativement élevées (<300°C) pour des matrices organiques. Elles sont utilisées pour la fabrication de circuits imprimés (matrice bismaleimides) ou pour des pièces aéronautiques (comme le matériau C/PRM15 développé par la NASA).

➤ **Les matrices métalliques et céramiques**

Elles sont utilisées respectivement pour les applications hautes (<500°C) et très hautes températures (>1000°C). Ce type de matrice ne peut être associé qu'à des fibres Sic ou des fibres de carbone. Le coût de fabrication de ces matériaux est très élevé. Les différentes familles de matrices sont schématisées sur la figure I.17.

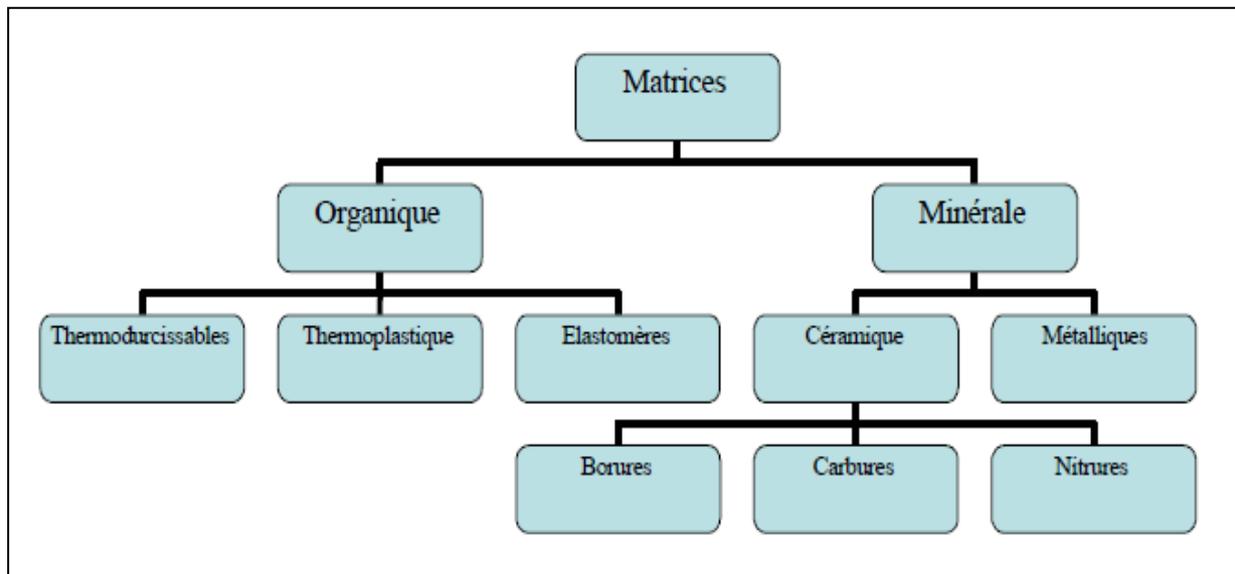


Figure I.17. Organigramme de différentes familles de matrice. [15]

I.6.2.2. Les différentes fibres

On peut distinguer cinq classes de fibres à savoir : les fibres de carbone, les fibres de verre, les fibres d'aramide, les fibres céramiques et les fibres végétales.

➤ **Les fibres de carbone**

Les fibres de carbone présentent des propriétés mécaniques très élevées (haut module, haute résistance, faible dilatation thermique) et sont utilisées pour les applications industrielles de hautes performances. Leur coût de fabrication est élevé. Ce type de matériau est produit essentiellement aux Etats-Unis et au Japon. Le diamètre d'une fibre de carbone est de l'ordre de 5µm. Il s'agit par sa structure moléculaire d'un matériau anisotrope.

➤ **Les fibres de Verre**

Plus abordables, présentent des propriétés mécaniques (notamment le module en traction) plus faibles mais néanmoins intéressantes (en particulier la résistance en traction). Les fibres de

verre, constituées essentiellement de silicate, ont un diamètre d'environ 10µm et sont des matériaux isotropes.

➤ **Les fibres d'aramide**

Dont la plus connue est le kevlar, ont de bonnes propriétés en traction et une excellente ténacité d'où leur usage pour la fabrication de gilet pare-balles. Le diamètre d'une fibre d'aramide est du même ordre de grandeur que celui d'une fibre de verre.

➤ **Les fibres céramiques**

Comme les fibres Sic, présentent une bonne stabilité des propriétés à haute température (de 500°C à 1600°C). Le diamètre de ces fibres est important (100µm) et elles présentent un comportement anisotrope. Leur coût de fabrication est très élevé.

➤ **Les fibres végétales**

Comme le chanvre ou le coton, présentent des propriétés mécaniques faibles mais ont un coût de fabrication dérisoire comparativement aux autres types de fibres. On notera que le module de traction d'une fibre de chanvre est du même ordre de grandeur ($E \approx 70\text{GPa}$) que celui d'une fibre de verre, pour un coût bien moindre. La résistance de traction est toutefois 5 fois inférieure. Ces matériaux sont utilisés dans l'industrie navale, l'industrie automobile ou le génie civil pour des applications présentant un fort aspect écologique. Une représentation des familles de fibres est illustrée dans la figure I.18.

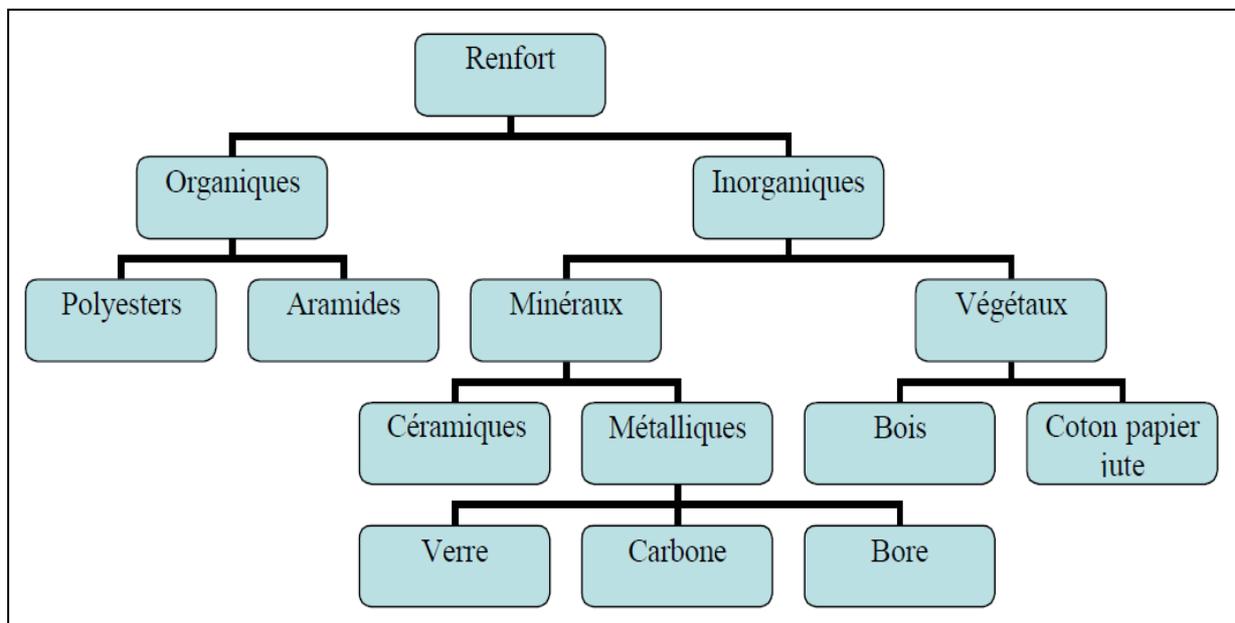


Figure I.18. Organigramme de différentes familles de renfort.[15]

Tableau I.2. Propriétés des fibres [16,17, 18].

Filament	Diamètre (µm)	Densité (g/cm ³)	Résistance à la traction (Mpa)	Module de traction (MPa)	Allongement max (%)	Temp de fusion (°C)
Verre E	3à 30	2,54	3 400	73 000	4,5	850
carbone	8	1,78	3 500	200 000	1	2 500
aramide	12	1,45	3 100	70 000	4	480

I.6.2.3. Les résines

Les résines utilisées dans les matériaux composites ont pour rôle de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres et de les protéger de l'environnement extérieur, les résines doivent donc être assez déformables et présentent une bonne compatibilité avec les fibres. En outre, elles doivent avoir une masse volumique et des caractéristiques mécaniques spécifiques élevées.

➤ Les résines thermodurcissables (TD)

Sont associées à des fibres longues, leur structure à la forme d'un réseau tridimensionnel qui se pontent (double liaison de polymérisation) pour durcir en forme, de façon définitive lors d'un échauffement (la transformation est donc irréversible). Ces résines conduisent à une structure géométrique qui ne peut être détruite que par un apport important d'énergie thermique, ainsi elles possèdent des propriétés mécaniques et surtout thermomécaniques plus élevées que les résines thermoplastiques. Du fait de ces caractéristiques plus élevées, les résines thermodurcissables sont les plus employées actuellement dans la mise en œuvre des matériaux composites, parmi ceux qui sont les plus utilisées:

➤ Les époxydes

Ce sont les plus utilisés après les résines polyesters insaturées, du fait de leurs bonnes caractéristiques mécaniques, ces résines époxydes sont généralement utilisés sans charges ou additifs, ce sont des matrices de composites à haute performance (la construction aéronautique spatiale, missiles, etc.).

Toutefois pour bénéficier réellement de ces performances, il est nécessaire d'avoir des durées de transformation et surtout de recuissons très longues, correspondant à des températures relativement élevées de l'ordre de 100°C.

La résine époxy possède les avantages suivants :

- Une bonne propriété mécanique (en traction, flexion, compression, choc, et fluage, etc.), supérieure à celles des polyesters.
- Une adhérence parfaite avec les fibres.
- Une bonne tenue thermique, chimique et à la fatigue.
- Une mise en œuvre facile, sans apport de solvant.

Ses inconvénients:

- Sensibilité à l'humidité et au rayonnement ultra-violet.
- Coût élevé

- Temps de polymérisation long.
- Vieillissement sous température.

Ses caractéristiques sont données dans le tableau I.3.

Tableau I.3. Caractéristiques des résines époxy [19]

Densité	1100 – 1700
Module d'Young (Mpa)	500 – 20 000
Module de cisaillement (Mpa)	800 – 8000
Coefficient de poisson	0.3 – 0.4
Resistance en traction (Mpa)	9 – 30
Resistance à l'effort tranchant (Mpa)	10 – 30
Resistance à la compression (Mpa)	55 – 110
Déformation en traction a la rupture (%)	0.5 – 5
Température de tension vertueuse (°C)	45 – 80

I.6.3. Avantages / limitations

L'usage des matériaux composites augmente d'un jour à l'autre, et cela couvre plusieurs domaines : Automobile, naval, pétrolier, aéronautique et aérospatial. Les matériaux composites possèdent beaucoup d'avantages :

- Poids négligeable par rapport aux solutions métalliques précédentes. En effet, ces matériaux confèrent aux structures une rigidité et résistances spécifiques.
- Possibilité de réaliser des structures de formes complexes, réduisant ainsi les coûts d'assemblages.
- Faible sensibilité à la fatigue et à la corrosion.
- Possibilité de fabriquer des matériaux avec des propriétés particulières

Toutefois, ces matériaux présente des inconvénients, tels que :

- Faible conductivité électrique des composites à matrice organique, ce qui constitue un problème important pour la résistance aux impacts de foudres des fuselages composites.
- Forte sensibilité aux singularités géométriques (de type trou, entaille...) constituant des maillons faibles au sein de la structure.
- Coût important du passage matériau métallique à matériau composite, prenant en compte le coût matériau (des constituants) et le coût associé au procédé de fabrication.
- Dispersion du matériau plus importante que pour les matériaux métalliques induisant un surcoût des campagnes de qualification (nombres de répétitions d'essais imposées).
- Sensibilité à l'environnement des matrices organiques entraînant une perte de propriétés mécaniques notables après vieillissement thermique ou hydrique.
- Faible tenue à l'impact pour les stratifiés unidirectionnels ou les tissus 2D.

I.7. Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons défini les matériaux à gradient fonctionnel « FGM », l'histoire de leur développement, leurs propriétés et leurs domaines d'application. Des structures innovantes sont créées grâce à la variation spatiale et progressive des propriétés de ces matériaux. L'utilisation de ces matériaux est connue dans de nombreux domaines d'application, plus particulièrement dans les structures de génie civil.

Les matériaux argileux, que ce soient les sols ou les roches, sont très fréquents et couvrent une partie considérable du globe terrestre. Ces matériaux après traitement, peuvent être utilisés en proportion limitée pour substituer la quantité de ciment utilisé dans la fabrication du béton, ce qui permettra sans aucun doute de diminuer la contribution du béton à base de ciment à la pollution.

Recherche bibliographique

Partie 2

Comportement des poutres renforcées par des composites

I.8. Introduction

Les matériaux composites, grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées et leurs faibles poids propres, leurs très bonnes performances vis-à-vis de la corrosion, leurs aptitudes au formage et au moulage, sont des matériaux particulièrement intéressants pour remplir les fonctions de confortement des ouvrages du génie civil.

Cette partie recense les différentes techniques de renforcement d'une structure en béton, qui consistent à améliorer les caractéristiques mécaniques de ses éléments constitutifs, de manière à ce qu'elle offre une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistances ultimes. Cette partie présente les méthodes les plus utilisées dans le domaine de renfort des structures. Il s'agit principalement des techniques de renfort externe des poutres par les matériaux composites.

I.9. Les besoins d'un renfort structurel

Le nombre de causes conduisant à renforcer les structures est assez nombreux que le nombre de structures elles-mêmes, Les plus fréquentes sont :

- Réhabilitation des structures anciennes.
- Mal placement des armatures ou leurs insuffisances.
- Construction de salles des machines dans les bâtiments industriels.
- Défauts revenant aux exécutions lors de la réalisation des projets.
- Mauvais matériaux.
- Dimensions insuffisantes des éléments structurels.
- Accroissement des charges qui sollicitent la structure.
- Changement d'usage de la structure (exemple: bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial).
- Accroissement du niveau d'activité dans la structure (exemple: anciens ponts soumis au trafic actuel).
- Sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres), ce qui conduit à une prise en compte d'un renfort.
- Limitations montrées par des structures calculées durant une époque ou une période, ainsi la connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception.
- Corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton.
- Impacts contre la structure.
- Vieillesse des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.
- Modification de la forme de la structure.
- Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul.
- Ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.
- Dommages dans la structure.
- Incendies.
- Obligation d'améliorer les conditions de service.
- Réduire les déformations et flèches.

- Diminuer l'intensité des contraintes sur les armatures.
- Réduire l'ouverture des fissures.

I.10. Procédés de renforcement

Dans le domaine de la construction, il existe de nombreuses procédures de renforcement ou de réparation des structures [20-21], les plus courantes sont :

- Procédé de collage d'éléments préfabriqués : Nécessité des ouvrages spéciaux associés.
- Adjonction de lamelles, bandes ou tissus de matériaux composites. : Le concept est le même que dans le cas précédent, à la différence que l'élément résistant incorporé est fait de matériaux composites (habituellement, de résine époxy et de fibres de carbone, verre ou d'aramide).
- Ajouts d'armatures en acier sans augmenter la section du béton : Cette technique est employée en cas de corrosion, pour le remplacement d'une ancienne armature.
- Augmentation de la section en béton avec ou sans addition d'armature en acier : Le béton peut être coulé ou projeté.
- Adjonction de platines en acier : Cette technique augmente la section structurelle résistante. On l'utilise dans les poutres, dalles, murs, piliers.
- Incorporation de profils en acier : Ce type de structure demande beaucoup d'espace, il est seulement viable pour de grands renforcements, cette technique construit une structure parallèle à celle déjà existante qui supporte les charges.
- Amélioration de la durabilité des structures, par la technique de précontrainte extérieure.
- Les dispositifs amortisseurs permettent d'améliorer la structure des bâtiments.

I.11. Mise en œuvre

Il existe deux procédés de fabrication du composite le système avec une fabrication in-situ et le système préfabriqué.

I.11.1. Le système avec une fabrication in-situ

Deux processus différents peuvent être utilisés pour mettre en place un composite sur des surfaces en béton :

- Application de la résine sur la surface du béton suivi de jonction d'un tissu sec qui est appliqué directement sur la résine, finalisé par l'application d'une couche de fermeture.
- Pré-impregnation du tissu, puis son dépôt avant polymérisation sur la surface de béton.

Le procédé de mise en œuvre est présenté sur la figure I.19.

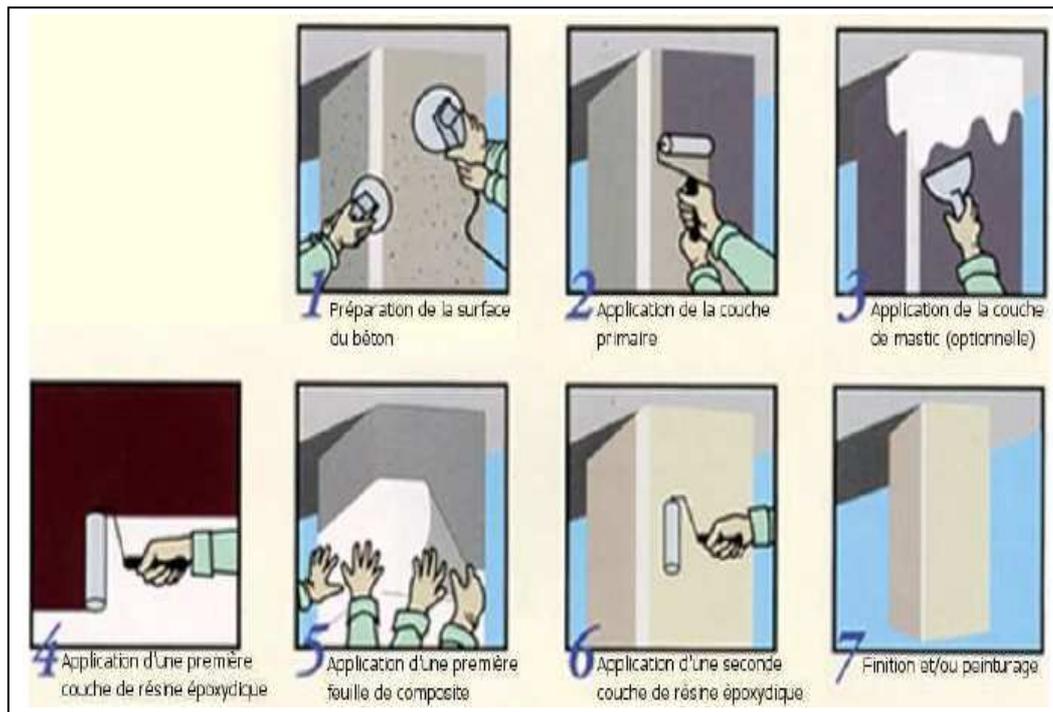


Figure I.19. Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites. [21]

I.11.2. Le système préfabriqué (plaque préfabriquée)

Des lamelles sont préfabriquées et qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant un adhésif. La préparation de la surface du béton est obligatoire, puis la plaque est collée sur le béton.

I.12. Techniques de renforcement

Les expériences menées jusqu'à présent utilisent des matériaux composites en fibres de verre, en fibres de carbone ou en fibres d'aramide. [22-25].

Une contribution soit au mécanisme de résistance à la flexion, soit au mécanisme de résistance à l'effort tranchant est assurée lors de la mise en place du renforcement extérieur en matériau composite. Deux techniques de renforcements sont proposées.

I.12.1. Renforcement à la flexion

Ce procédé s'inscrit dans l'optique de coller des matériaux composites sur la face tendue de la poutre. Cette technique est montrée dans la figure I.20.

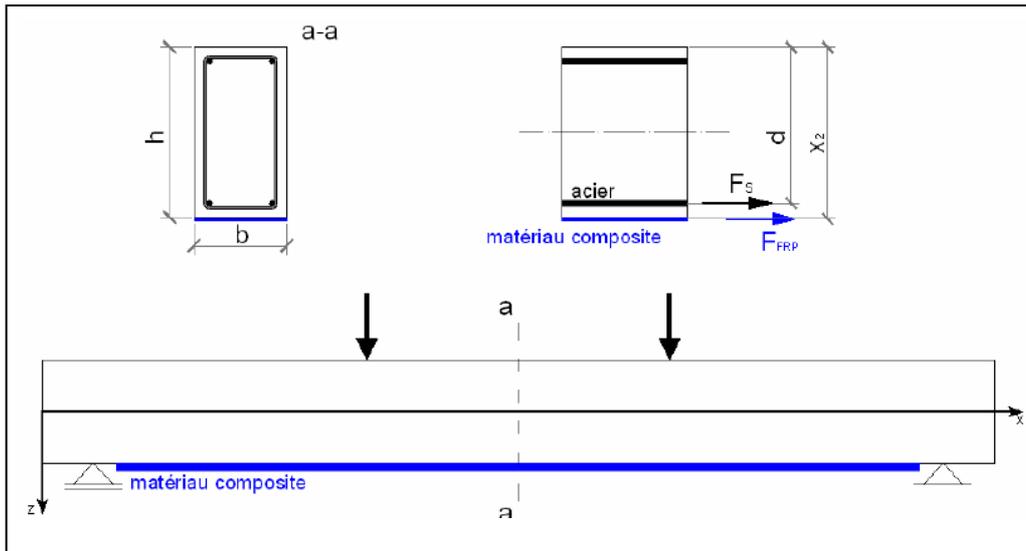


Figure I.20.Présentation d'une poutre en béton armé soumise à la flexion. [26]

I.12.2. Renforcement à l'effort tranchant

Une explication du rôle du renforcement à l'effort tranchant est proposée [27]. Durant le chargement du béton, les fissures apparaissent et commencent à se propager en formant des arcs internes. Ces dernières suivent les trajectoires des contraintes principales de compression et sont séparés l'un de l'autre par les fissures formées par les contraintes principales de traction engendrant une séparation du béton.

Pour parer à ce problème, une présence des cadres assurant des supports additionnels aux arcs et augmentant ainsi la capacité portante de la poutre à l'effort tranchant s'avère être nécessaire. Dans ce contexte, le renforcement extérieur en matériau composite est considéré comme un support additionnel aux arcs internes (Figure I. 21).

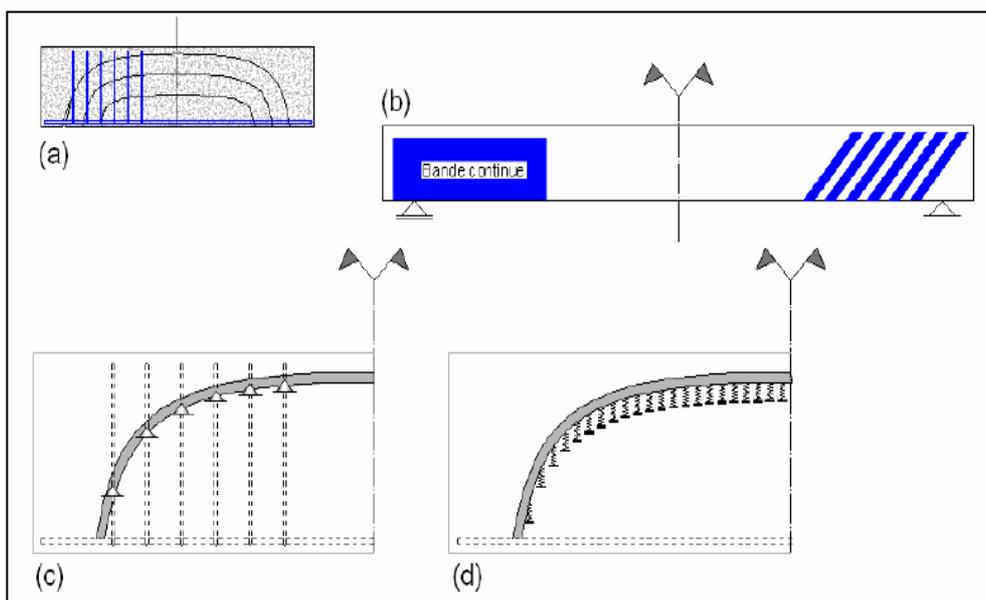


Figure I.21.Renforcement d'un élément en béton armé soumis à l'effort tranchant.[26]

I.12.3. Revue des travaux de recherche

Les premières études sur le comportement mécanique d'un élément en béton armé, renforcée par collage externe de matériau composite sont réalisées dans le laboratoire fédéral Suisse par **Meier et Kaiser** [28]. Ces chercheurs ont démontré que le décollement prématuré du renforcement extérieur en matériau composite est la principale conséquence de la propagation des fissures de cisaillement.

Richie et al [29] ont étudié l'efficacité du renforcement extérieur en composite, ils ont procédé au renforcement des poutres sous-dimensionnées, 3 types de renfort ont été utilisé à savoir l'aramide, le verre et le carbone. Un dispositif d'ancrage a été utilisé pour augmenter la capacité portante des poutres. Cette technique a permis d'augmenter la rigidité de 17% jusqu'à 99%, ainsi d'augmenter la force ultime de 40% jusqu'à 97%. La plupart des poutres réalisées ont eu une rupture dans la zone, située au voisinage de l'extrémité de la plaque.

Dubois et al [30] ont testés des poutres en béton armé de dimension 1000x125x125mm, renforcées par des plaques composites en fibres de verre unidirectionnelles et bidirectionnelles. Un dispositif d'ancrage a été prévu Pour certains des corps d'épreuve: les extrémités des plaques composites collées ont été fixées par l'intermédiaire de boulons.

Chajes et al [31] sont pas intéressés au renforcement à l'effort tranchant, ils ont testé des poutres renforcées par collages de composites (aramide, E-verre, graphite). Un dispositif d'ancrage a été mis en place lors des essais, pour éviter la rupture par décollement de la plaque composite. La résistance en flexion a augmenté, elle est passée de 36% à 53% ; il en va de même pour la rigidité en flexion qui est passée de 45% et 53%. Cette augmentation de certaines performances mécaniques a été accompagnée d'une diminution de la ductilité.

La déformation ultime du composite en aramide était deux fois plus grande que celle du composite en E-verre et 5 fois plus grande que celle du composite en graphite. Le mode de rupture détecté dans les poutres renforcées par plaques en aramides a été la rupture du composite. La différence des propriétés mécaniques du renforcement a engendré une variété des modes de rupture.

Buyunkoztuk et Hearing [32] Sont intéressés aux modes de rupture qui ont eu lieu dans les poutres en béton armé renforcées par collage de matériaux composites. Ils ont constaté que lorsque la poutre a une résistance à l'effort tranchant plus élevée, la rupture sera par décollement de la plaque. La séparation du béton d'enrobage a été détectée dans des poutres renforcées par des plaques en composite qui étaient relativement courtes. Cela est le résultat de la concentration des contraintes à l'extrémité de la plaque composite. En effet, la formation de fissures de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans la poutre en béton engendre un délaminage de la plaque composite.

Deskovic N et al [33] Sont intéressés à la réalisation des poutres d'une section en «T» avec et sans précontrainte, renforcées par collage d'une plaque en matériau composite, ces poutres ont été soumises à un essai de flexion quatre points. Ils ont constatés une augmentation de la charge ultime qui était de 32%, ainsi, les auteurs ont observé, par contre, une influence de la précontrainte sur la flèche de la poutre renforcée. Avec la précontrainte, la flèche diminue

approximativement de 100%, tandis que sans précontrainte la flèche de la poutre ne change pas avec la mise en place du renforcement avec matériau composite.

Rahimi et Hutchinson [34] Ils ont fait varier la quantité du renforcement intérieur en acier, ainsi que la quantité et le type du renforcement extérieur en matériaux composites. Pour se faire, des poutres de dimensions 200x150x2300mm sont réalisées. Les auteurs ont constaté que la capacité portante était de 230% et la rigidité de la structure augmentent avec la mise en place du renforcement extérieur en matériaux composites.

La quantité du renforcement intérieur à la flexion et à l'effort tranchant affecte l'efficacité du renforcement extérieur en matériaux composites. La supposition a été faite, que l'augmentation de la capacité portante est conditionnée par les caractéristiques mécaniques et la quantité du renforcement extérieur. Pour des poutres avec un taux du renforcement intérieur élevé, le niveau de contraintes dans la zone comprimée est proche de la résistance du béton en compression.

Pour résumer les études expérimentales citées ci-dessus, tous les auteurs ont constaté une augmentation de la capacité portante et de la rigidité en procédant le collage en matériaux composites. De nouveaux modes de rupture ont été manifestés avec la mise en place du matériau composite.

I.13. Modes de rupture et comportement typique

Dans le cas de poutres renforcées et chargée en flexion, différents mécanismes de rupture sont observés [35-39]. Trois causes principales peuvent provoquer ces mécanismes de rupture qui peuvent être regroupés comme suit: rupture due à la flexion, au cisaillement ou au décollement du composite. Ces causes disposent différentes origines et des combinaisons sont possibles.

I.13.1. Rupture par délaminage à l'extrémité de la plaque

Parmi l'un des cas de rupture observés est celui qui est par décollement des PRF à l'extrémité des poutres renforcées avant que leurs capacités flexionnelles finales soient atteintes. Le décollement se produit souvent lorsque trois conditions sont remplies [40].

- L'application d'un tissu raide limite la flèche et produit une contrainte de cisaillement importante près des extrémités du tissu.
- Une faible portée, ce qui produit un cisaillement élevé et un décollement entre le composite situé proche des appuis et la poutre.
- Les extrémités du tissu sont éloignées des appuis.

Un autre mode de décollement est celui de la séparation de la plaque de PRF de la face de collage de la poutre en BA, certes moins courant, prenant son initiative au voisinage de l'extrémité des plaques de PRF. Ces 2 modes de décollement peuvent s'engendrer simultanément.

I.13.2. Rupture par cisaillement

Les poutres normales en BA sont conçues pour faillir par flexion, tandis que la poutre renforcée peut également se rompre fragilement par cisaillement, ce mode de rupture peut devenir critique suite au renforcement flexionnel. En effet, la capacité de cisaillement de la poutre seule impose sa résistance au cisaillement, la plaque de composite contribue peu dans cette résistance. Dans de telles situations, le renforcement de la poutre en BA au cisaillement doit être effectué simultanément pour assurer que la résistance flexionnelle requise n'est pas compromise par défaillance au cisaillement et que la rupture par flexion précède toujours celle par cisaillement. Cela est souhaitable car le mode de rupture par flexion d'une poutre renforcée, bien que fragile, est encore plus ductile que celui par cisaillement.

I.13.3. Rupture par flexion

La capacité flexionnelle ultime de la poutre est par écrasement du béton de compression, si les deux extrémités de la plaque du composite sont correctement ancrées. Cela est très conforme à la rupture flexionnelle classique des poutres en BA, à l'exception de petites différences dues à la fragilité de la plaque collée de PRF. La plastification de l'armature tendue engendre une rupture par flexion puis une ruine du béton comprimé. Ce mécanisme de rupture se produit plus brutalement que le mécanisme précédent. Cela est exprimé soit par un excès de renforcement par armatures, soit par FRP.

I.13.4. Rupture du composite

Ce mécanisme de rupture est observé, généralement, dans les poutres faiblement ou moyennement armées et celles renforcées par le système avec fabrication du composite sur site. Il est décrit par :

- La rupture du composite en traction.
- Une importante plastification de l'armature tendue.

I.13.5. Décollement du composite à mi- portée

Ce mécanisme de rupture se produit à cause de la concentration élevée des contraintes dans l'interface colle/béton. La différence réside dans l'origine de ces contraintes. La propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant engendre d'importante déformation du tissu composite.

Ce mécanisme de ruine est décrit par les raisons suivantes :

- Séparation du béton d'enrobage.
- Décollement de tissu à l'extrémité.

Le décollement à mi- portée se produit sous les conditions suivantes [40] :

- Les appuis sont rapprochés des extrémités du tissu FRP.
- Une portée importante de l'effort tranchant, c'est-à-dire, que la résistance à l'effort tranchant aux extrémités est très supérieure à la résistance du moment fléchissant,

donc des fissures dues au moment de flexion élevé se produisent proche de la mi-portée.

- Une faible épaisseur du tissu FRP.

I.13.6. Rupture par séparation du béton d'enrobage (peeling-off)

C'est le mode de rupture prématuré et il est le plus indiqué dans la littérature technique. Une supposition va dans le sens que la formation d'une fissure derrière l'extrémité de la plaque de PRF initie la rupture du béton d'enrobage, où se développent des contraintes élevées de cisaillement et normales à cause de l'arrêt brusque de la plaque. Des fissures sont formées, elle se propage au niveau du renfort et progresse horizontalement en son long aboutissant au résultat de la séparation du béton d'enrobage.

Les différents modes de rupture définis ci-dessus sont illustrés par la figure I.22.

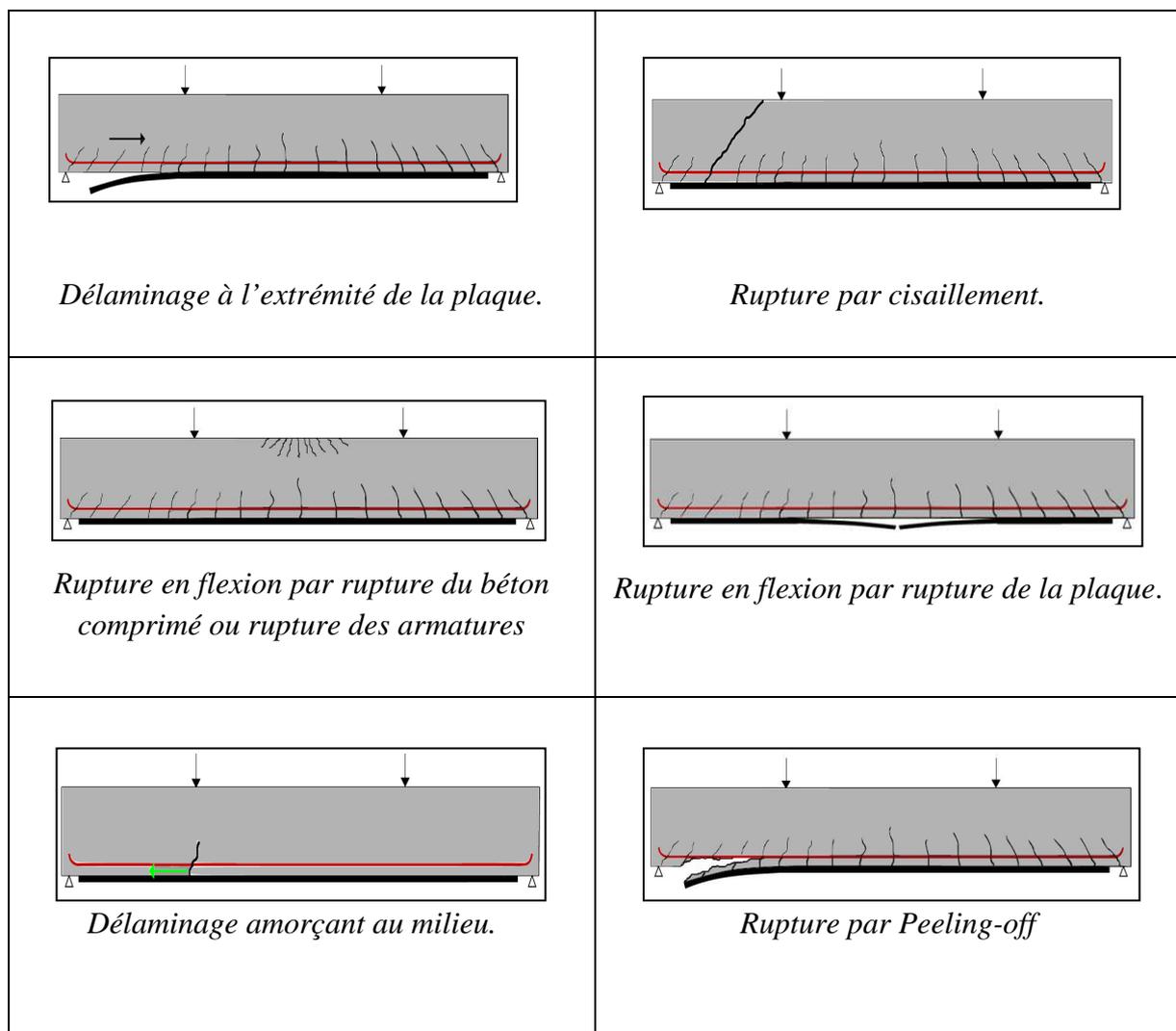


Figure I.22. Différents modes de rupture des poutres renforcées par la plaque composite. [41]

I.14. Conclusion du chapitre

La nécessité d'un renfort structural, les procédés de renforcement et la mise en œuvre du FRP ont été mis au point pour mettre en exergue l'intérêt des matériaux composite, les différentes techniques de renforcement des structures en béton armé sont exposées.

En conclusion nous pouvons dire que, d'après la majorité des chercheurs, Le renforcement des poutres en béton armé par collage de plaques composites, sollicitées en flexion, permet d'augmenter d'une manière significative la capacité portante et la rigidité de l'élément de structure renforcé. On outre, l'étude faite par plusieurs chercheurs a constaté une variété des modes de rupture quant au collage par PRF.

Chapitre II

Programme et investigations expérimentales

II.1. Introduction

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence, sa demande augmente jour après jour pour les besoins en terme de développement des infrastructures (développement durable). Toutefois, il est connu par sa contribution indirecte à la pollution de l'environnement, en raison surtout de l'émissions de CO₂ lors de la fabrication du ciment portland (industrie cimentaire). Une des solutions alternatives pour confectionner des bétons plus « écologiques », est de remplacer les quantités de ciments par des matériaux géologiques naturels tels que les argiles ou des ajouts cimentaires tels que les cendres volantes, la fumée de silice, poudre de verre ...etc [42]. À cet égard, la nouvelle technologie des bétons modifiés est une technique prometteuse. Le programme expérimental définit dans le cadre de la présente étude porte sur la caractérisation expérimentale du comportement mécanique des poutres non homogènes à base de matériaux à gradient fonctionnel (FGM), confinées par des enveloppes composites et chargées en flexion quatre-points jusqu'à la rupture. Plus spécifiquement, l'étude au laboratoire est portée sur l'évaluation des performances mécaniques de telles structures notamment : la capacité portante et la ductilité, comparativement aux poutres classiques équivalentes en béton à base de ciment portland, ainsi que l'identification des paramètres mécaniques intrinsèques influençant leur comportement global et leurs mécanismes de rupture.

L'étude expérimentale est réalisée au Laboratoire de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. Toutes les démarches ainsi que les étapes principales menées dans cette campagne sont soigneusement détaillées dans ce chapitre. La première étape est consacrée à l'identification des paramètres mécaniques intrinsèques des matériaux utilisés dans la confection des poutres non homogènes proposées. Les lois de comportement mécanique du béton ordinaire, du béton modifié, des matériaux composites et de l'adhésive ont été identifiées par des essais mécaniques. Tout un dispositif d'appui et d'essai est mis au point, qui permet de fournir des informations indispensables à la compréhension du comportement mécanique et des mécanismes de rupture des éléments étudiés.

La deuxième partie de cette campagne expérimentale est consacrée à l'étude des spécimens poutres non homogènes en matériaux à gradient fonctionnel, confectionnées à base d'un béton ordinaire dans la zone comprimée et d'un béton modifié à base d'argile dans la zone tendue de la poutre, renforcées par collage de matériaux composites, avec plusieurs configurations de renforcement, dans le but d'améliorer les performances mécaniques sous chargement et de prédire la rupture . Les résultats des essais de flexion obtenus sur chaque série d'essai, en termes de capacité portante et de déformabilité sont présentés et discutés à savoir, les modes de rupture ainsi que la confrontation des courbes forces-déplacements des différents spécimens. Ces résultats ont permis de quantifier les différents apports de cette nouvelle conception comparativement aux poutres de référence de conception traditionnelle.

II.2. Démarche et méthodologie

Plusieurs études et recherches sont en cours de réalisation pour réduire l'utilisation du ciment Portland dans la fabrication des bétons, pour répondre aux questions du réchauffement climatique [43]. Il s'agit notamment de l'utilisation des ajouts de matériaux géologiques

naturels tels que, les cendres volantes, les fumées de silice, les laitiers et l'argile telle que le métakaolin comme des liants alternatifs au ciment Portland ordinaire [44-46]. À cet égard, une technologie innovante des bétons est proposée. Ces bétons modifiés connaissent actuellement un essor très important, dans le domaine de génie civil, puisqu'ils possèdent des résistances mécaniques intéressantes, adhèrent bien aux autres matériaux, et résistent mieux aux produits chimiques et aux agents corrosifs. Les travaux de recherches menés dans le but d'optimiser leurs formulations et leurs fabrications [47-52] ont montrés que celles-ci sont conditionnées par la recherche de caractéristiques supérieures, répondant à des besoins précis et nécessitant un coût de main-d'œuvre et des besoins en énergie moins élevés lors de sa fabrication et de sa mise en œuvre [53].

En partant d'une approche d'actualité basée sur une logique de mise en valeur des ressources naturelles et dans l'optique de substituer partiellement le ciment Portland, connu par sa contribution à la pollution de l'environnement, dans la fabrication du béton ordinaire [54], une nouvelle formulation des bétons modifiés est proposée. Une étude de caractérisation expérimentale est menée, dans le but d'optimiser cette formulation, obtenue par substitution d'une fraction du ciment portland par une fraction équivalente d'argile, corrigée par des ajouts de chaux à pourcentages contrôlés et variés, selon la masse de la fraction substituée. Les résultats obtenus par les essais de compression en termes de résistance et de déformation et en termes de paramètres mécaniques sous chargement de compression uni axiale comparativement à ceux des spécimens témoins en béton ordinaire à base du ciment portland sont présentés et discutés

La conception des poutres non homogènes à base de matériaux à gradient fonctionnel (béton ordinaire/béton modifié) est proposée, après une analyse bien détaillée des travaux d'autres chercheurs sur les FGM et le renforcement par les composites [49, 55-60]. L'essai de flexion trois-points sous chargement statique a été retenu pour l'ensemble des essais préliminaires, cependant la flexion quatre-points est retenue pour les essais sur les poutres de dimensions normalisées, afin de tenir compte juste du moment de flexion (flexion pure). Un groupe d'essai préliminaire est conduit sur des éléments prismatiques de dimensions de **100*100*400mm**. Les résultats de ces essais préliminaires sont montrés dans cette section. A la suite des essais préliminaires et en conclusion, il a été décidé de confectionner des poutres non homogènes renforcées, de dimensions normalisées possédant une section transversale de **80*160mm** avec une longueur de **1100 mm**, en fonction de la puissance de la machine d'essai IBERTEST utilisée.

II.3. Programme expérimental

Le Protocol expérimental est mené selon deux étapes principales ; La première partie consiste à optimiser la formulation du béton modifié, qui sert à réduire l'usage du ciment portland et de maintenir une résistance mécanique plus proche de celle du béton ordinaire. A cet effet, des essais de compression sont menés suivant la norme NFP18-406 sur des spécimens cylindriques de diamètre 150 mm et de hauteur de 300 mm. La seconde partie consiste à confectionner des poutres non homogènes à base de matériaux à gradient fonctionnel (FGM) confinées et soumises à un chargement de flexion quatre-points. Pour mettre en exergue

l'efficacité de cette conception, plusieurs configurations de poutres sont considérées, à savoir : poutres en béton ordinaire, poutres à gradient fonctionnel et finalement poutres à gradient fonctionnel renforcées par collage de plaques composites. Pour chaque configuration, trois variantes sont considérées.

Le présent chapitre est divisé de façon à présenter une description générale du programme d'essais, suivie du détail de la description précise de la géométrie de la poutre non homogène développée et testée au laboratoire, la caractérisation des divers constituants de cette poutre, ainsi que les procédures utilisées lors des essais. Enfin, les résultats obtenus sont présentés et discutés.

II.3.1. Caractérisation des matériaux et identification des paramètres

Cette section comporte tous les dispositifs d'essais mis au point pour la caractérisation de tous les matériaux constitutifs de la poutre développée et l'identification de leurs lois de comportement à savoir : le béton ordinaire et le béton modifié sous un chargement de compression uni-axiale et le tissu composite et la résine époxy sous un chargement de traction simple. En dépit de l'information technique disponible de certains de ces matériaux, des essais ont été effectués afin d'avoir des résultats réels et plus précis.

II.3.1.1. Matériaux utilisés

Le ciment utilisé est un ciment portland type CEM II 32,5 issu de la cimenterie de Msila (Algérie) de résistance réelle de 420 bars, afin d'assurer les meilleures conditions d'enrobage, l'utilisation d'un sable roulé (0/5(mm)) a été privilégiée dans la formulation du mortier béton qui est extrait du barrage de Oued Aissi de Tizi Ouzou et un gravier (8/15 et 15/25(mm)) de la carrière Ammal (figure II.1). Le sable et les granulats sont lavés et séchés à l'étuve à une température de 105°C.

Dans cette étude, nous avons utilisé une argile de type 'Kaolinite' (pour éviter le gonflement et le retrait) destinée à la fabrication céramique dont la composition (tableau II.1) a été déterminée par spectrométrie d'absorption. Les analyses ponctuelles sont effectuées par détection des rayons X caractéristiques émis par les atomes de l'échantillon, ce qui permet d'obtenir des informations sur la nature chimique de ces atomes. Les résultats montrent que l'argile est essentiellement constituée de silice, d'alumine et d'oxyde de calcium (environ 72 %). Par ailleurs, les teneurs en oxydes alcalins et alcalino-terreux sont faibles et la présence de l'oxyde de fer (4,92 %) explique l'altération superficielle de l'argile qui lui donne la couleur orange claire.

Tableau II.1. Composition chimique de l'argile.

Oxides	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	NaO ₂	Perte/feu
Mass (en%)	32.96	6.87	3.01	23.24	5.80	1.19	1.96	0.01	24.46

La chaux hydraulique naturelle de moyenne hydraulicité, sous forme de poudre blanche partiellement hydratée, qui est issue de la cuisson d'un calcaire siliceux est utilisée, elle permet de maintenir la position d'argile en absorbant l'eau et elle empêche son effritement.

L'appellation normalisée NF EN 459-1 est NHL 3,5 (Natural Hydraulic Lime). Sa masse volumique est environ égale à 800 kg/m³. le choix de la chaux comme matériau stabilisant de l'argile est régit par ses caractéristiques mécaniques intrinsèques à savoir : Grande plasticité et souplesse, forte adhérence au support, grand pouvoir de rétention de l'eau, peu de tendance à la fissuration et faible sensibilité au retrait, bonne durabilité, bonne imperméabilité, perméabilité à la vapeur de l'eau, désirabilité, bon aspect et pouvoir isolant des mortiers (selon hydraulicité jusqu'à 34% plus isolants que mortiers de ciment). Taux de radiation plus bas que dans le ciment [61].

Tableau II.2.Caractéristiques physico-chimiques de la chaux.

Paramètres	M. vol appa (kg/mm ³)	M. vol réelle (Kg/mm ³)	Expansion (mm)	Eau libre (%)	Chaux libre (%)	SO ₃ (%)
Valeur	0.83x10 ⁻⁶	2.75	0.8	0.55	10.2	2.680



Figure II.1. Matériaux utilisés

II.3.1.2. Identification des paramètres

II.3.1.2.1. Le béton et le béton modifié

La même formulation été adoptée pour le béton ordinaire (BO) et le béton modifié (BM), elle est faite d'après la méthode « DREUX GORISSE », basée sur l'analyse granulométrique du sable et des différentes fractions des graviers suivant la norme NF P18-560, avec une tamiseuse à fréquence réglable, de 50 Hz. la durée de vibration est de 15 mn. Le 'BM' est obtenu par substitution d'une fraction du ciment portland avec une fraction équivalente d'argile, corrigée par des ajouts de chaux à pourcentages contrôlés et variés, selon la masse de la fraction substituée.

La première étape de la confection du béton modifié consiste à mélanger le même pourcentage de sable fin et des granulats avec un maximum diamètre de 20mm à l'état sec. Le mélange du ciment, de l'argile et de la chaux est préparé séparément tout en respectant le

dosage prescrit auparavant. Ce deuxième mélange est alors ajouté au premier tout en malaxant l'ensemble, après on procède au moulage. Un contrôle d'affaissement, en utilisant un cône d'Abrams: 'slump test' selon la norme EN 12350-2 [62], est réalisé pour chaque gâchée. La mise en place du béton frais dans les moules a été effectuée en deux phases, pour chaque phase, une vibration du moule est alors réalisée à l'aide d'une table vibrante pendant 20s. Les éprouvettes ont été conservées dans des conditions identiques afin qu'elles présentent les mêmes caractéristiques et permettent de se placer dans des conditions opératoires semblables.

Pour le 'BM' plusieurs configurations de substitutions étaient considérées à savoir 16%, 32% et 64%. Pour chaque série, trois (03) éprouvettes sont confectionnées. Toutes les éprouvettes de l'essai sont conservées 1 jour à 20°C à l'abri de l'évaporation et, après démoulage, elles sont conservées dans l'eau à 20°C jusqu'à la date de l'essai. Le tableau II.3 illustre les différentes formulations du BO et BM.

Tableau II.3. Différentes formulations du B.O et du B.M

Composants	Quantités			
	BO	BM (16%)	BM (32%)	BM (64%)
Ciment CPJ 42.5 (kg)	350	294	238	126
argile (kg)	0	35	70	140
chaux (kg)	0	21	42	84
sable (kg)	825	825	825	825
gros agrégats (kg)	1025	1025	1025	1025
Eau de gâchage (l)	202	235	270	303
Super plastifiant (l)	5.1	5.7	6.3	6.9
Slump-test (cm)	7.3	7.1	6.7	6.4

❖ **Essai de compression**

La résistance en compression est le paramètre mécanique le plus important du béton. Les éprouvettes pour l'essai de compression sont de type cylindrique de hauteur 300 mm et de diamètre 150 mm (selon 22TCN-272-05) comme illustrées dans la figure II.2. La résistance f_{c28} est prise comme la valeur moyenne de trois éprouvettes similaires après 28 jours de conservation, avec des erreurs inférieures à 15%.



Figure II.2. Préparations des éprouvettes cylindriques en béton ordinaire.

Un dispositif adapté a été installé sur les éprouvettes cylindriques, ce dispositif permet de mesurer les déformations axiales et radiales à l'aide de capteurs de déplacement, une presse hydraulique 'AUTOTEST' ayant une capacité de 3000 kN a été utilisée pour les essais de compression, La figure II.3 montre les courbes contraintes-déformations obtenues par les essais de compression.

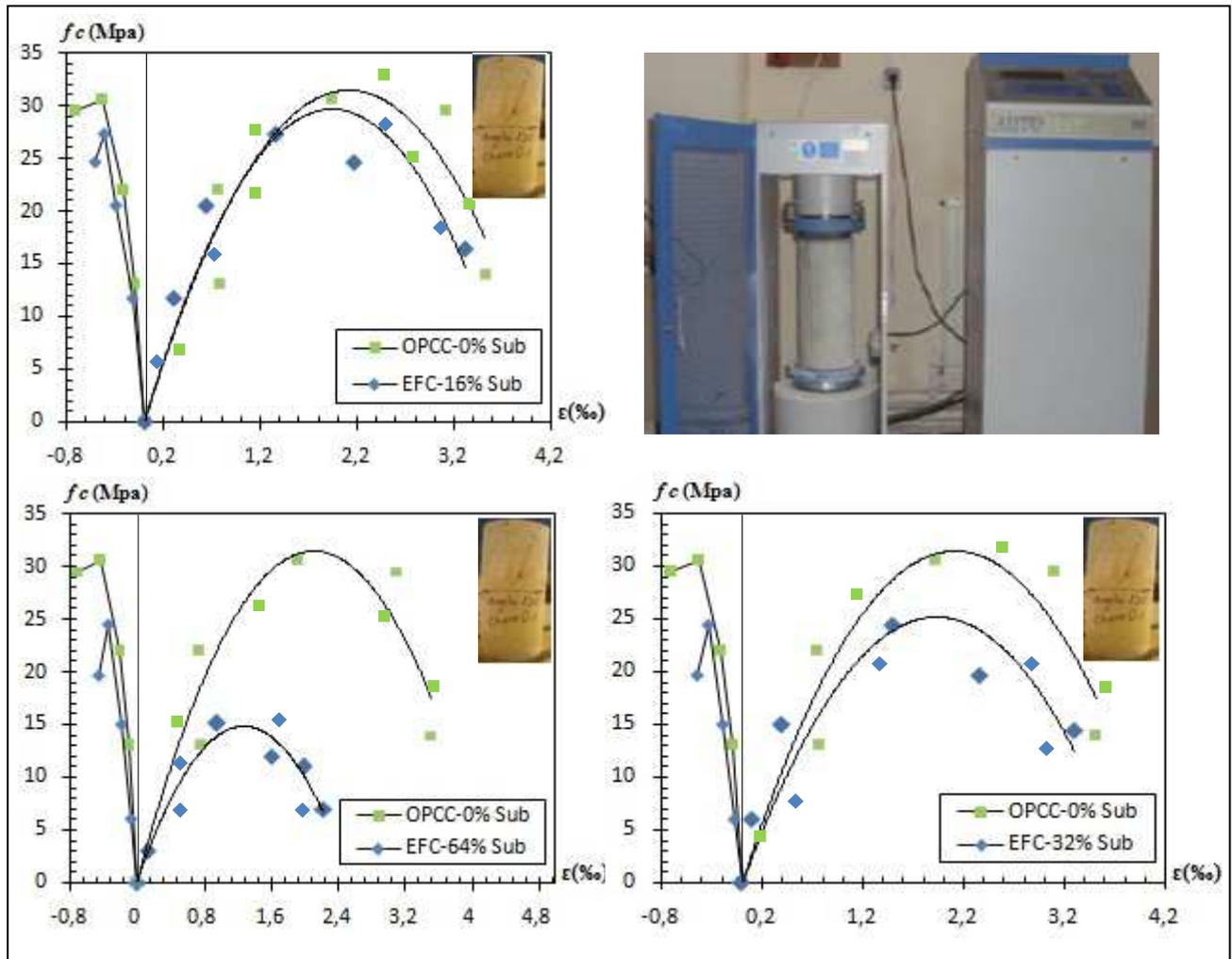


Figure II.3. Résistance en compression du béton (BO et BM) à 28 jours (f_{c28})

L'analyse des résultats montre un comportement élastique dont les déformations croient de façon linéaire jusqu'à environ 30% de la contrainte ultime pour toutes les substitutions considérées, avec une amélioration considérable en termes de rigidité des spécimens en béton modifié, suivie d'une zone de déformation plastique selon la substitution considérée, les courbes s'incurvent et le comportement devient non linéaire. Ceci correspond à l'apparition puis le développement des fissures verticales dans les différents spécimens.

La valeur au pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance du béton à la compression. Le béton témoin confectionné à base d'un ciment portland ordinaire présente une contrainte ultime moyenne de 30,57 Mpa, avec une déformation correspondante de l'ordre 2,12‰. La résistance caractéristique du béton modifié diminue significativement en fonction de la fraction substituée, le béton modifié avec 16% de substitution du ciment

portland atteint une résistance mécanique de 27,34Mpa et une déformation longitudinale correspondante de 1,55 ‰, avec une rigidité plus améliorée, comparée à celle du béton ordinaire. Pour les deux autres substitutions, les spécimens présentent des résistances moins importantes respectivement égales à 24,43Mpa et 15,12Mpa. La rupture se produit au delà du pic, cette phase de comportement est régie par une courbe descendante avec une grande vitesse de propagation des fissures verticales, l'écrasement et la rupture des différentes éprouvettes correspondent à des déformations ultimes de l'ordre de 3,5‰ et à des déformations radiales de l'ordre de 0,6 ‰. La formulation qui consiste à substituer 16% et 32% du ciment permet d'obtenir une résistance très proche du béton ordinaire, mais avec une rigidité améliorée par rapport à celle de ce dernier. Les différentes caractéristiques du béton utilisé dans ce programme expérimental sont récapitulées dans le tableau II.4.

Tableau II.4. Propriétés mécaniques béton ordinaire / béton modifié.

Béton	N°	Contrainte de compression (Mpa)	Deformation au pic (‰)	Module de Young (Mpa)	Coefficient de poisson
BO: 0 % Sub	1	30.17	1.96	29343	0.21
	2	31.05	2.26	29215	0.19
	3	30.49	2.15	28976	0.23
	moyenne	30.57	2.12	29178	0.21
	eq. t	0.44	0.15	186.2	0.02
	<i>valeur Reel</i>	<i>30.56</i>	<i>2.11</i>	<i>29177.50</i>	<i>0.20</i>
BM: 16 % Sub	1	28,11	1.76	39345	0.13
	2	27.64	1.56	39115	0.18
	3	26.29	1.35	38939	0.16
	moyenne	27,34	1.55	39133	0.15
	eq. t	0.95	0.20	203.6	0.025
	<i>valeur Reel</i>	<i>27.29</i>	<i>1.53</i>	<i>39132.5</i>	<i>0.14</i>
BM: 32 % Sub	1	25.16	1.61	37595	0.15
	2	22.85	1.26	37515	0.18
	3	25.29	1.15	38239	0.12
	moyenne	24.43	1.34	37783	0.14
	eq. t	1.37	0.24	396.9	0.03
	<i>valeur Reel</i>	<i>24.34</i>	<i>1.32</i>	<i>37782.2</i>	<i>0.13</i>
BM: 64 % Sub	1	15.15	1.29	24795	0.11
	2	17.12	0.89	25115	0.16
	3	13.11	0.71	25039	0.12
	moyenne	15,12	0.96	24983	0.13
	eq. t	2.01	0.29	167.2	0.02
	<i>valeur Reel</i>	<i>15.07</i>	<i>15.06</i>	<i>24982.7</i>	<i>0.12</i>

Les essais de compression menés sur les spécimens cylindriques avec les différents matériaux considérés dans la présente étude, permettent d'identifier les caractéristiques mécaniques,

ainsi que leurs lois de comportement sous chargement de compression. Le tableau II.4 résume les différents paramètres du béton témoin à base du ciment portland ordinaire et du béton modifié selon la substitution, à savoir les modules de Young (E) et les coefficients de poissons (ν). La figure II.4 montre l'évolution des paramètres mécaniques des différents corps d'épreuve en fonction de la fraction de substitution du ciment portland.

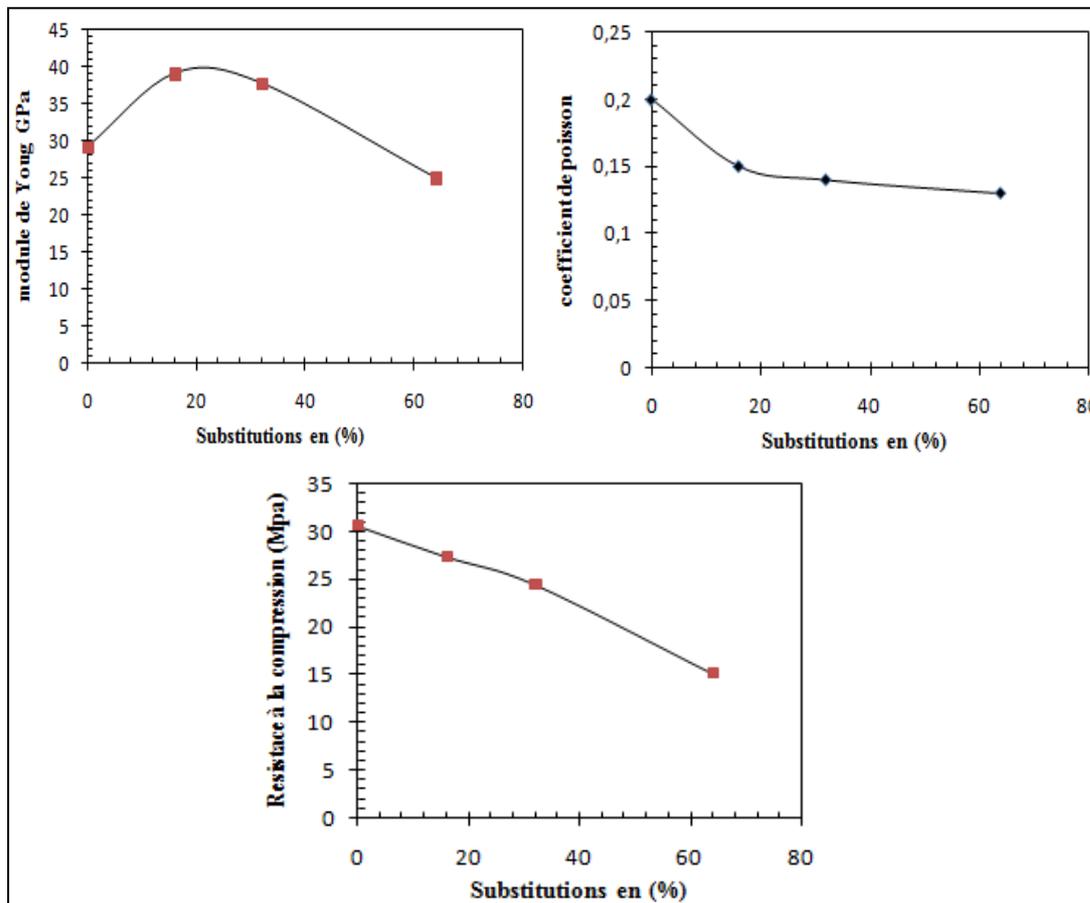


Figure II.4. Paramètres mécaniques des différents corps d'épreuve en fonction de la fraction substituée du ciment portland ordinaire.

Les résultats obtenus montrent que les valeurs de la résistance caractéristique du béton et celles du coefficient de poisson diminuent d'une façon significative en fonction de la fraction substituée du ciment portland. Cependant les valeurs des modules de Young qui reflètent la rigidité matérielle des spécimens considérés sont améliorées comparativement au béton témoin, une chute de rigidité est observée pour le béton modifié avec une substitution égale à 64%, ceci peut être expliqué par la vitesse de propagation des fissures verticales dans l'élément.

❖ **Essai de traction**

La résistance en traction peut être déterminée par l'essai de traction par flexion. En réalité, les essais avec des éprouvettes en flexion sont souvent choisis en raison de leur simplicité et de la précision suffisante de leurs résultats, des éprouvettes de type prismes, de dimensions

40x40x100 mm sont confectionnées. Elles sont réalisées avec des moules en acier conformément à la norme EN 196-1 [NFE 2006] comme montré sur la figure II.5.



Figure II.5. Moule et éprouvettes d'essai de traction par flexion pour le béton ordinaire

Le chargement mécanique est appliqué à l'aide d'un bras hydraulique à mi travée de la poutre à travers un système d'appui rigide. La machine d'essai est de type ELE (IBERTEST) de capacité de 200 KN, équipée d'une chaîne d'acquisition et de contrôle numérique. Un traitement statistique automatique est réalisé à chaque fin de série de test. L'essai est piloté en force, lors de l'essai, l'effort, le déplacement vertical au milieu de la poutre, les déformations sont relevées automatiquement. La vitesse de chargement est de 10 m/s.

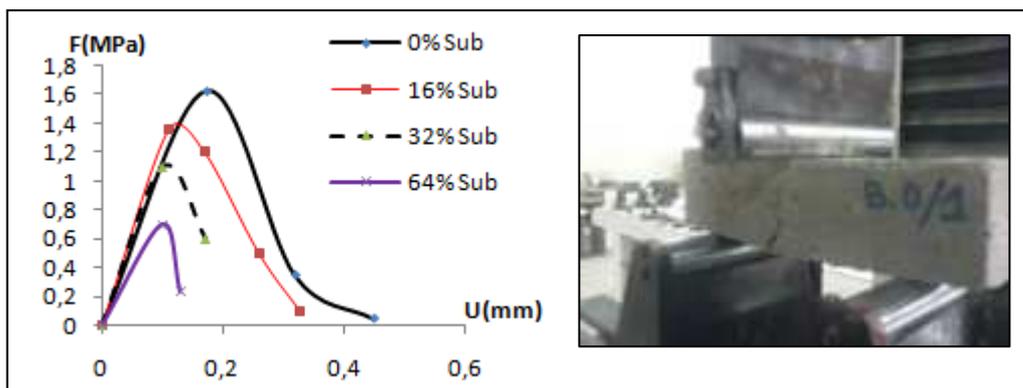


Figure II.6. Résistances en traction du béton ordinaire et du béton modifié.

L'analyse des courbes forces-déplacements nous renseigne que les spécimens d'étude présentent un comportement mécanique non linéaire régit par deux phases. Une phase élastique dont les déformations croient de façon linéaire jusqu'à l'atteinte de la contrainte ultime pour tous les cas de configurations considérées. L'atteinte du pic qui correspond à l'apparition puis le développement des fissures de flexion dans les différents spécimens définit les contraintes ultimes qui caractérisent la résistance du béton à la traction. La rupture se produit au delà du pic, cette phase de comportement est régit par une courbe descendante avec une grande vitesse de propagation des fissures (rupture fragile).

La figure II.6 montre que la résistance caractéristique du béton modifié à la traction ainsi que la capacité portante diminuent d'une façon significative en fonction de l'augmentation du pourcentage de la substitution. Une chute de rigidité est observée, ce qui est expliqué par la vitesse de propagation des fissures verticales dans l'élément.

Les essais de flexion menés sur des spécimens prismatiques avec les différents matériaux considérés dans la présente étude, permettent d'identifier les caractéristiques mécaniques, ainsi que leurs lois de comportement mécanique sous chargement. Le tableau II.5 récapitule Les caractéristiques mécaniques des différentes variantes de bétons obtenues à partir des courbes forces-déplacements.

Tableau II.5. Caractéristiques mécaniques en traction des différents spécimens.

Paramètres	Force max (kN)	Contrainte max(Mpa)	Flèche au pic (mm)	Flèche max (mm)	Rigidité (kN/mm)
O.P.C: 0 % Sub	1.65	3.95	0.2	0.45	8.25
G.P.C: 16 % Sub	1.41	2.11	0.15	0.34	9.4
G.P.C: 32 % Sub	1.32	1.53	0.14	0.85	9.428
G.P.C: 64 % Sub	0.7	0.85	0.14	0.12	5.00

II.3.1.2.2. Béton modifié renforcé de fibres

L'analyse des résultats précédents, confirme que la résistance des éléments prismatiques en traction est faible comparativement à celle du béton ordinaire, pour parer à ce problème, il y'a lieu de renforcer ces derniers, en incorporant des fibres de nature différente, La fraction de ciment substituée égale à 16%, (meilleure résistance en compression) est adoptée pour la confection des éprouvettes prismatiques de dimensions 40x40x160 mm. Deux type de fibres sont utilisées : fibres 'd'agave' et fibres de 'verre' . Le pourcentage des fibres d'agave ajouté au béton modifié est de 1,5% du volume de l'élément considéré, tandis que celui de la fibre de verre est de 0,5% comme illustrés dans la figure II.7.

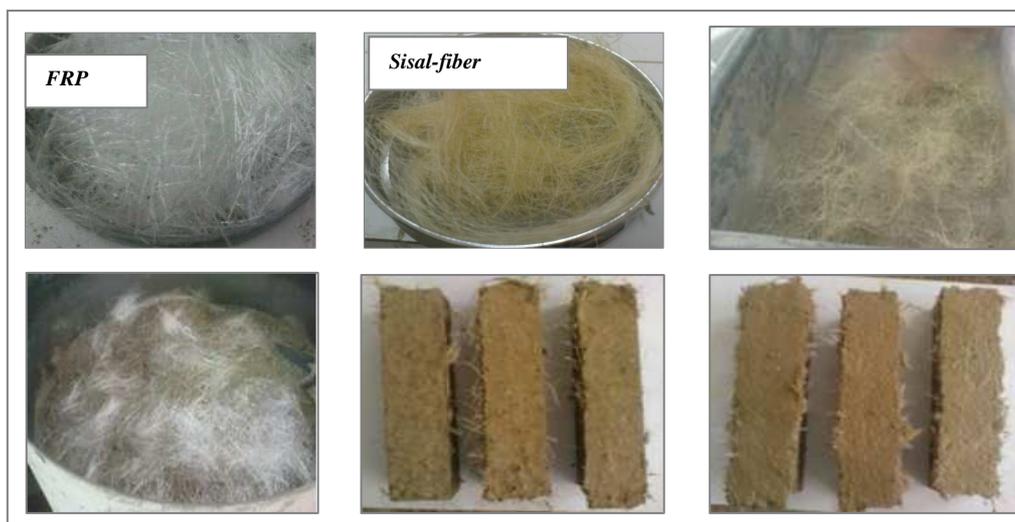


Figure II.7. Béton modifié a) renforcé de fibre naturelle d'agave ;b) renforcé de fibre organique de verre.

Une présentation des caractéristiques physico-chimiques des fibres incorporées dans le béton (verre, agave) est donnée dans le tableau II.6 ci-dessous.

Tableau II.6. *Caractéristiques physiques et chimiques des fibres*

Paramètres	Fibre de verre	Fibre d'agave
Longueur (mm)	40	40
Diamètre (µm)	15	30
Densité (g/cm ³)	2.6	0.7
Module de Young (GPA)	82	53
Allongement à la rupture (%)	3.5	5.5

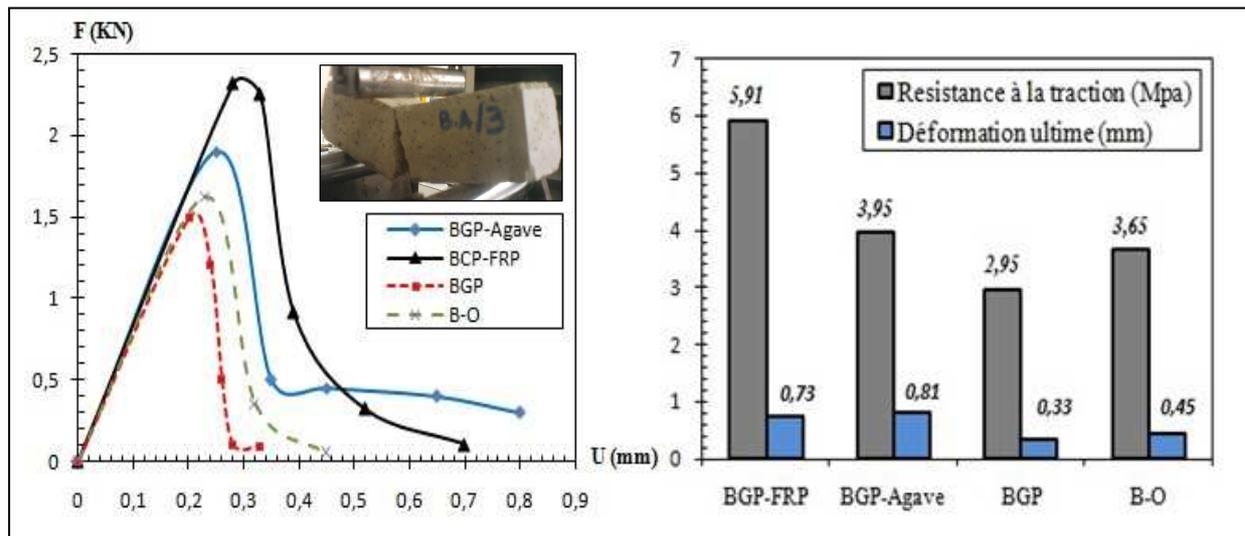


Figure II.8. *Confrontation des courbes Forces-Déplacements. Histogramme des résistances en traction par flexion*

Les éléments prismatiques ainsi confectionnés ont été chargés de la même manière que les prismes conçus pour les essais de flexion. La confrontation des résultats, en termes d'évolution des valeurs limites des résistances en fonction des déplacements verticaux correspondants, à mi- travée des éléments des différentes variantes considérées est illustrée par la figure II.8.

La présence des fibres améliore considérablement la résistance à la traction. Le béton modifié à base d'argile renforcé de fibres de verre présente un meilleur comportement mécanique, avec une résistance à la traction de 5,91 MPa, celui renforcé des fibres d'agaves présente une résistance de 3,95 MPa. Le béton modifié sans renfort présente un mode de rupture fragile similaire à celui du béton témoin à base du ciment portland. Ces résultats obtenus confirment que les fibres de verre est le meilleur renfort.

Le tableau II.7 récapitule les différents paramètres du béton témoin à base du ciment portland ordinaire et des bétons modifiés selon la configuration du renforcement à savoir : la capacité portante, la résistance caractéristique à la traction ainsi que le déplacement vertical correspondant.

Tableau II.7. Confrontation des résultats des essais de flexion.

Paramètres	Force max (kN)	Contrainte max(MPa)	Flèche au pic (mm)	Flèche max (mm)	Rigidité (kN/mm)
BGP-Agave	1.92	3.95	0.26	0.81	7.384
BGP-FRP	2.95	5.91	0.33	0.72	8.939
BGP	1.49	2.95	0.25	0.34	5.95
Béton témoin	1.63	3.65	0.23	0.45	7.089

II.3.1.2.3. Tissu GFRP et adhésif

Les plaques composites utilisées dans le protocole expérimental sont fabriquées avec un polymère renforcé de fibre de verre 'GFRP', Ce composite est constitué de deux tissus, le premier est maillé et l'autre est sous forme de fibre aléatoires, comme montré dans la figure II.9.



Figure II.9. Tissu GFRP utilisé pour le confinement des poutres non homogènes.

Le collage du tissu GFRP est réalisé à l'aide d'une résine époxy, qui est une résine organique à performances élevées fabriquée par Granitex (Algérie). Cette dernière est obtenue en mélangeant la résine (A) avec 35% en masse de durcisseur(B). Le mélange est effectué pendant 3 minutes, afin d'obtenir une teinte uniforme de couleur marron claire, à l'aide d'un agitateur à hélice électrique, avec une vitesse de rotation lente (300t/min maximum), dans le but d'éviter l'inclusion de bulles d'air. Les mélanges sont immédiatement utilisés après leur préparation, toutes les recommandations du fournisseur (la température, l'humidité) ont été respectées. Le tableau II.8 résume les caractéristiques de la résine fournies par le fabricant.

Tableau II.8. Tissu GFRP utilisé pour le confinement des poutres [63].

Paramètres	Valeur
Densité (ISO 758)	1.1 ± 0.05 (kg/m ³)
Viscosité (NF T76-102)	11000 (mPaS) à 25°C
DPU : durée pratique d'utilisation (NFP18 810)	1h15mn à 20°C et 65%HR
Temps de durcissement à 20°C et 65% HR	Hors poisse 6h Dur 16h
Resistance en compression (NA427)	> 70 (Mpa)
Resistance en flexion (NA 234)	> 25 (Mpa)
Adhérence sur béton (NFP18 858)	3 (Mpa)
Durée de mise en service	10j à 20°
Rapport pondérale (A/B)	Résine : 1 Kg Durcisseur : 0.666 Kg
Résistivité à 20 °C	10 ¹⁰ à 10 ¹³ (Ω · m)

Pour identifier les caractéristiques mécaniques de l'ensemble tissu GFRP et résine, des essais de traction simple ont été réalisés, après 7 jours (durée de mûrissement requise pour les éprouvettes en verre. Des éprouvettes normalisées selon la norme NF EN ISO 527-1 sont fabriquées, leurs dimensions sont illustrées sur la figure II.10 et données dans le tableau II.9 ci-dessous.

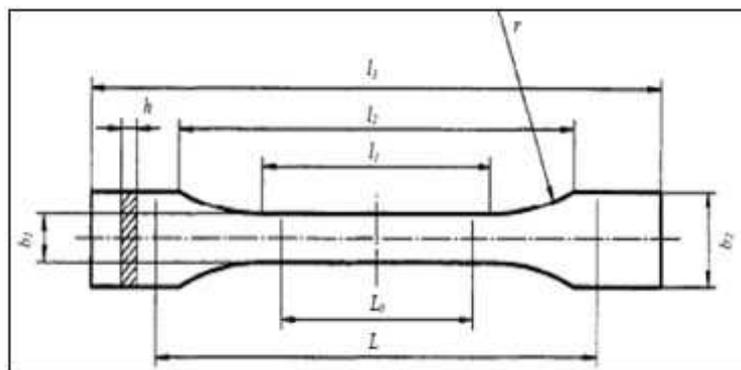


Figure II.10. Schéma illustratif des dimensions de la plaque composite de traction [64].

Tableau II.9. Dimensions de la plaque composite : Norme NF EN ISO 527-1

mesure	Dénotation	Valeur (mm)
L3	Longueur totale	200
IL1	Longueur de la partie étroite parallèle	60
R	Rayon	60
l2	Distance entre les parties larges à faces parallèles	106
b2	Largeur aux extrémités	20
b1	Largeur de la partie étroite	10
H	Épaisseur recommandée	4
L0	Longueur de référence	50
L	Distance initiale entre mâchoires	115

La machine de traction **IBERTEST** dispose d'un système spécifique de deux mors à pinces plates, où les plaquettes collées aux extrémités des éprouvettes s'adaptent parfaitement, assurent un alignement parfait et une fixation solide (à priori sans glissement) des éprouvettes tout le long de l'essai.

La figure II.11 montre l'éprouvette en 'GFRP' réalisée pour l'essai de traction uni axiale ainsi que son mode de rupture.



Figure II.11. Eprouvettes confectionnées selon la norme pour un essai de traction

Les résultats des essais menés sur des éprouvettes à base de résine (Epoxy), et sur des éprouvettes à base d'un tissu composite GFRP avec une matrice époxyde (GFRP-Plate) sont illustrés sur la figure II.12 et résumés dans le tableau II.10

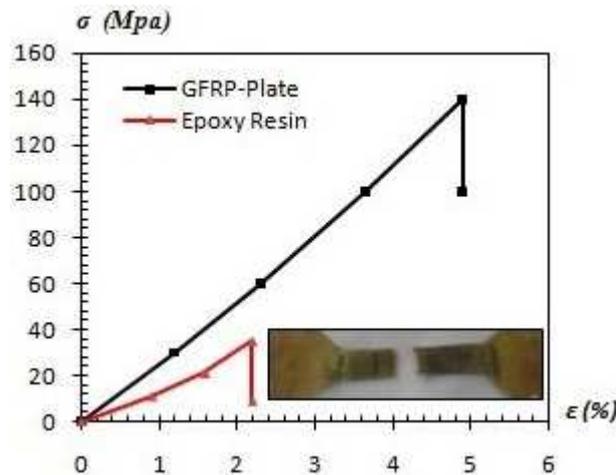


Figure II.12. Courbes contrainte- déformation des composites utilisés

Tableau II.10. Propriétés de la résine-époxy STR et de la plaque composite.

Composite	Epaisseur (mm)	Module d'élasticité (Mpa)	Contrainte à la rupture(%) (Mpa)	Déformation à la rupture (%)
Tissue GFRP	1.00	82 000	1600	5.6
Plaque GFRP	1.12	62 000	240	4,9
resin Epoxy	0.97	2 800-3.200	95	2,2

II.3.3 Préparation des poutres non homogènes

Le modèle expérimental classique utilisé dans l'étude du comportement mécanique d'un élément de construction sollicité à la flexion trois et quatre points est adopté. Des essais préliminaires sont réalisés sur des spécimens prismatiques, pour chaque variante de substitution à savoir: 0%,16%,32%,64% du ciment portland.

Vingt sept (27) poutres non homogènes sont confectionnées. Neuf (09) poutres ont été renforcées par collage de plaques composites et Neuf (09) autres sont confinées avec une enveloppe composite, les Neuf (09) autres poutres sans renforcement sont considérées comme des poutres de référence (témoins).

Trois(3) poutres homogènes à base d'un béton ordinaire sont confectionnées, jouant un rôle de poutres de référence, pour étudier l'influence du taux de substitution.

II.3.3.1. Présentation des corps d'épreuves

Les caractéristiques géométriques et les conditions aux limites de l'élément considéré sont illustrées sur la figure II.13. La poutre non homogène développée de dimensions $80 \times 160 \times 1100 (mm)$ est soumise à un chargement de flexion quatre points avec une distance entre appuis de $1000 (mm)$ et une distance entre charges de $200 (mm)$.

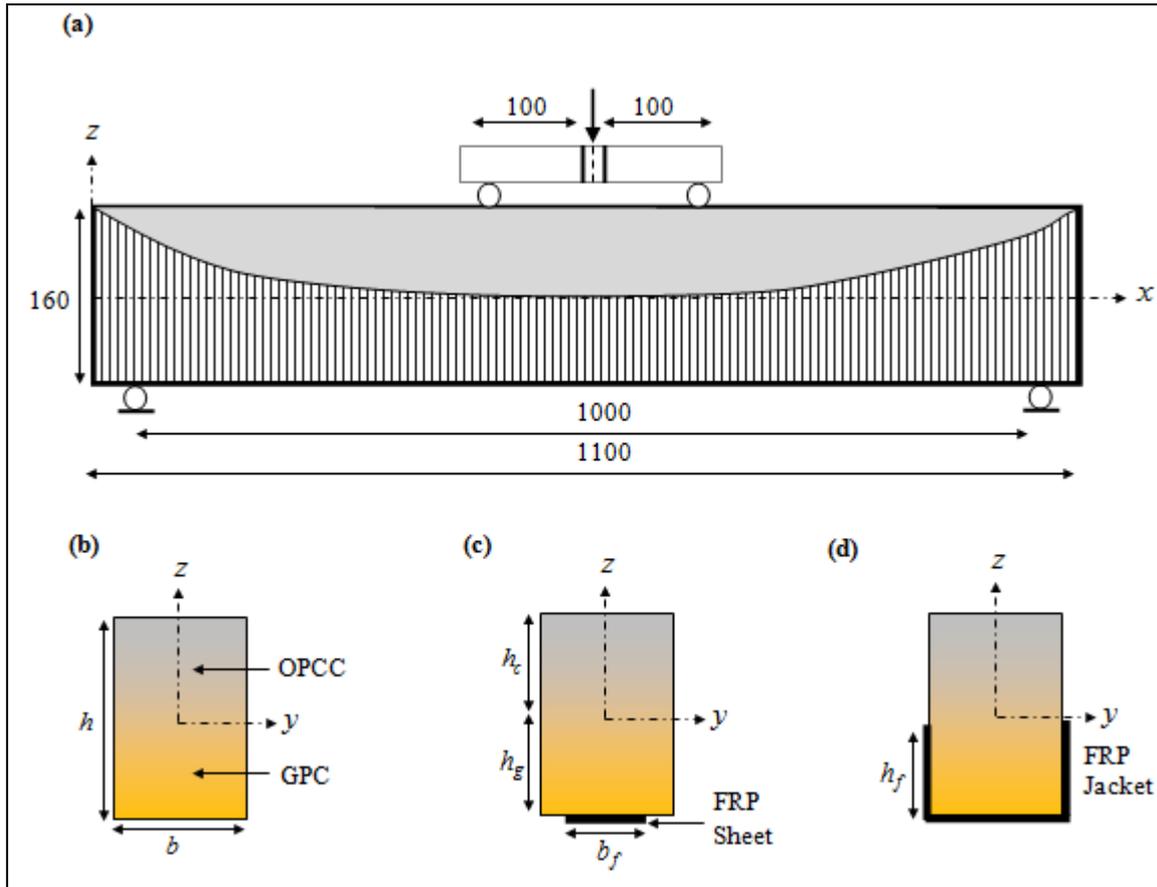


Figure II.13. Design du model proposé: (a) vue Longitudinale, (b) section transversale de la poutre non homogène (c) section transversale de la poutre non homogène renforcée (d) section transversale de la poutre non homogène confinée.[65]

II.3.3.2. Préparation des spécimens

Pour le coffrage des spécimens prismatiques et poutres, on a utilisé des coffrages en bois, Un agent de démoulage est utilisé pour assurer un démoulage correct des spécimens, après la prise du béton. La mise en place du béton dans les moules prismatiques est réalisé en deux parties, la première partie consiste à couler le béton modifié renforcé par des fibres de verre avec un pourcentage de 0.5 % du volume du béton modifié, la deuxième partie sert à couler le béton ordinaire. La vibration du béton s'est faite à l'aide d'une tige vibrante pendant 20s.

La même démarche est utilisée pour le coulage des poutres, sauf que le béton modifié n'est pas renforcé de fibres de verre. Les éprouvettes ont été conservées dans des conditions identiques afin qu'elles présentent les mêmes caractéristiques et permettent de se placer dans des conditions opératoires semblables. Ces éprouvettes sont ensuite conservées dans des bacs d'eau pendant une durée de 28 jours. La figure II.14 illustre le malaxage, coffrage et spécimens préparés pour les essais considérés.



Figure II.14. Confection des éléments poutres et prismatiques

II.3.3.3. Préparation des surfaces et Mise en place du tissu composite

Afin d'assurer une adhérence optimale et homogène entre la plaque composite et le béton modifié, la préparation de la surface de ce dernier est de grande importance. Il est impératif d'obtenir un support propre ayant une rugosité de surface qui facilite le collage.

Les plaques composites sont confectionnées à base d'un tissu en polymère renforcé de fibres de verre 'GFRP' et une résine époxy STR. L'application se fait par encollage d'une couche d'adhésif, suivi de l'application du tissu composite, en exerçant une pression moyenne afin de faire pénétrer au mieux le mortier entre les interstices du béton modifié. La figure II.15 illustre les différentes étapes pour la mise en place du tissu composite.



Figure II.15. Différentes étapes pour la mise en place du tissu composite.

II.3.4. Mode de chargement et acquisition

Après 28 jours de murissement et de conservation dans des conditions climatiques ambiantes, les prismes et les poutres confectionnées sont testées sous chargement de flexion trois et quatre points respectivement. La machine d'essai est de type IBERTEST (Voir figure II.16), elle est constituée d'un bâti supportant une traverse mobile, et d'un pupitre de commande relié à un ordinateur équipée d'une chaîne d'acquisition et de contrôle numérique (Wintest). Un traitement statistique automatique est réalisé à chaque fin de série de test. L'essai est piloté en force. L'effort, le déplacement vertical à mi-travée de la poutre et les déformations sont relevées automatiquement y compris la charge correspondante à l'apparition de la première fissure et la charge de rupture. La vitesse de chargement recommandée est de 10 mm/min.



Figure II.16. Mode de chargement des différents spécimens.

II.3.5. Résultats et discussions

Cette partie consiste à exposer les résultats obtenus sur les poutres non homogènes à matériaux à gradient fonctionnel renforcées par des plaques composites.

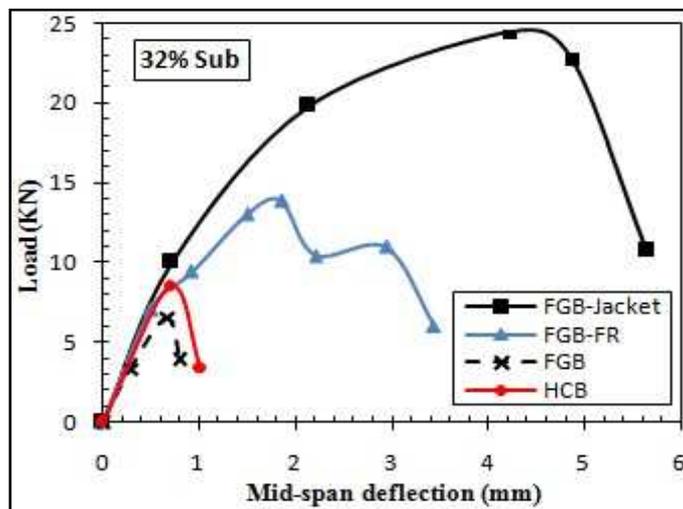
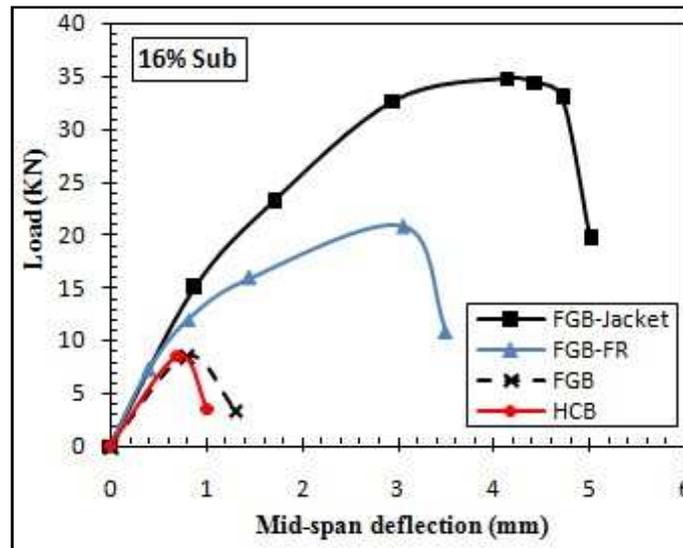
II.3.5.1. Les essais préliminaires

Les résultats des essais menés sur une série de prismes sont présentés et discutés. Dans le but de quantifier l'apport du confinement, le comportement mécanique des prismes non homogènes confinés (P-FGM-enveloppe) est confronté, à celui des prismes non homogènes renforcés par collage de plaques composites sur les sous faces tendues (P-FGM-plaque). Les résultats des prismes non homogènes sans renfort (P-FGM-SR), et ceux des poutres de référence à base de béton ordinaire (P-H) sont confrontés, afin de mettre en exergue l'avantage de l'utilisation des matériaux à gradient fonctionnel pour diminuer la dispersion

des propriétés matérielles, à travers la différence de rigidité des deux matériaux continus et compatibles à savoir : le béton ordinaire et le béton modifié.

II.3.5.1.1. Comportement global de la structure

La confrontation des courbes force-déplacement, qui représente l'évolution du chargement extérieur appliqué en fonction des déplacements verticaux à mi travée de la poutre, selon les différentes configurations de substitution et de renforcement est illustrée sur la figure II.17.



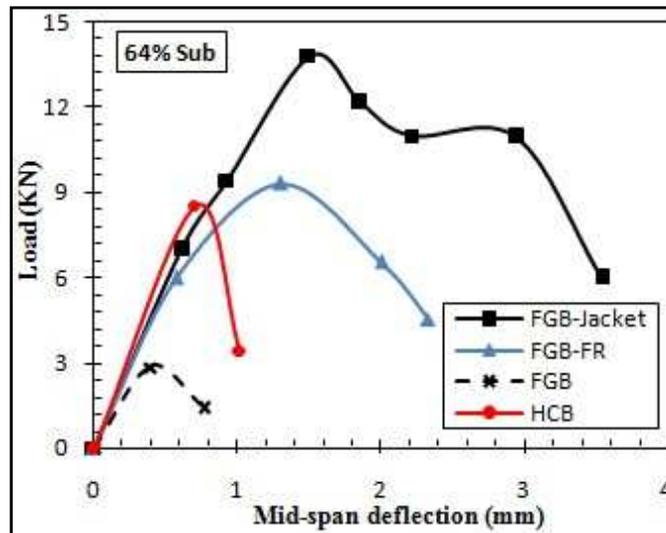


Figure II.17. Confrontation des courbes force-déplacement selon les différentes substitutions (specimens prismatiques).

La poutre non homogène confinée par enveloppe composite, présente un comportement ductile caractérisé par trois phases, la première correspond au comportement élastique, les deux matrices en béton sont dans un état non fissuré caractérisé par une augmentation rapide de la charge, tandis que la flèche reste limitée (1mm). Lors de la deuxième phase, des fissures apparaissent aux interfaces ‘béton modifié- composite’. La poutre continue à supporter le chargement et la flèche augmente plus rapidement. En augmentant la charge, la matrice béton modifié se plastifie et les fissures apparaissent sur les diagonales et la rupture se produit d’une manière assez ductile. Une concentration de contrainte est observée au niveau de l’interface, qui conduit à un décollement de la plaque. La poutre non homogène renforcée, la poutre non homogène non renforcée et la poutre de référence en béton sont caractérisées par une capacité portante moins importante, comparativement à la poutre non homogène confinée.

L’analyse de ces courbes montre que la capacité portante et la ductilité diminuent de façon significative en fonction de l’augmentation du taux de substitution du ciment portland. La capacité portante réelle de la poutre non homogène confinée (FGB-Jacket) avec 16 % de substitution est de l’ordre de 36.75 kN, avec un déplacement vertical à mi travée correspondant de 3,45mm, pour les deux autres variantes de substitution à savoir 32 % et 64 %, les charges ultimes correspondantes sont 25.70kN et 14,70 kN respectivement. Cette chute en capacité portante est sujette à la concentration des fissures sur l’interface béton-composite, produisant un décollement de la plaque et une rupture moins ductile des éléments considérés.

II.3.5.1.2.Charge ultime

Une étude comparative est effectuée sur les différents spécimens dans le but de mettre en évidence expérimentalement l’avantage de ce nouveau procédé de conception. La confrontation des courbes force-déplacement selon les différentes variantes de substitution du ciment portland permet de mettre en valeur l’apport de cette technique en termes de capacité portante et de déformation, comparativement aux structures équivalentes en béton à base de

ciment portland. Les différents résultats moyens obtenus sont récapitulés dans le tableau II.11 ci-dessous.

Tableau II.11. *Caractéristiques mécaniques des prismes sous chargement.*

Substitution	Spécimens	force 1 ^{ère} fissure (KN)	flèche 1 ^{ère} fissure (mm)	Force au pic (KN)	flèche au pic (mm)
0 % Sub	HCB	6.45	0.43	8.43	0.93
16 % Sub	FGB	6.32	0.67	8.5	0.99
	FGB-FR	16.65	1.73	20.81	3.45
	FGB-Jacket	24.87	2.04	36.75	4.13
32 % Sub	FGB	4.79	0.39	6.53	0.6
	FGB-FR	9.32	1.13	13.83	1.86
	FGB-Jacket	16.43	1.46	25.70	4.02
64 % Sub	FGB	1.94	0.23	2.87	0.39
	FGB-FR	5.1	0.71	7.32	1.3
	FGB-Jacket	8.86	1.26	14.70	1.5

L'analyse des résultats montre clairement l'amélioration en termes de résistance et de déformabilité de la poutre renforcée comparativement à la poutre de référence. Cette amélioration est sujette au renforcement par collage des plaques composites sur les sous faces tendues des poutres susceptibles à la rupture. Les performances mécaniques de la plaque composite en GFRP, permet de retarder l'apparition de la première fissure, ceci procure à l'élément une rigidité flexionnelle très importante. Cet apport en rigidité permet à la fois : de faire travailler les matériaux jusqu'à leurs capacités maximales et d'éviter la rupture prématurée de l'élément considéré. La capacité portante diminue d'une façon significative en fonction du taux de substitution du ciment portland, ceci est expliqué par la vitesse de propagation des fissures de flexion dans la matrice béton modifié, due à la perte de rigidité

Une confrontation des résultats est réalisée entre les poutres non homogènes renforcées et les autres confinées, le tableau II.12 montre les résultats obtenus.

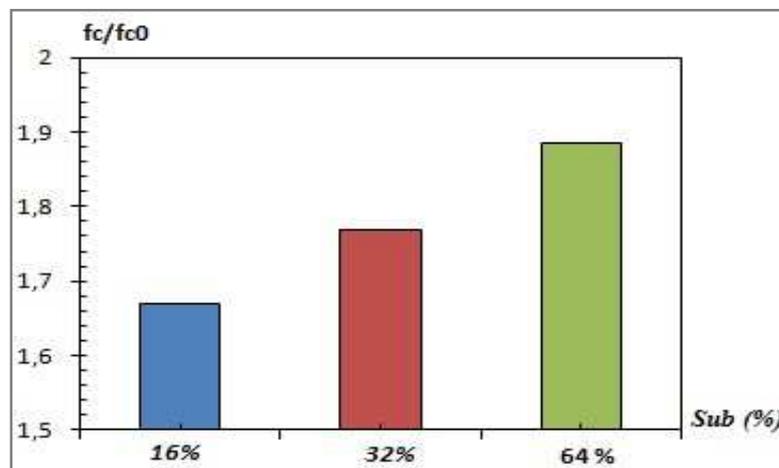


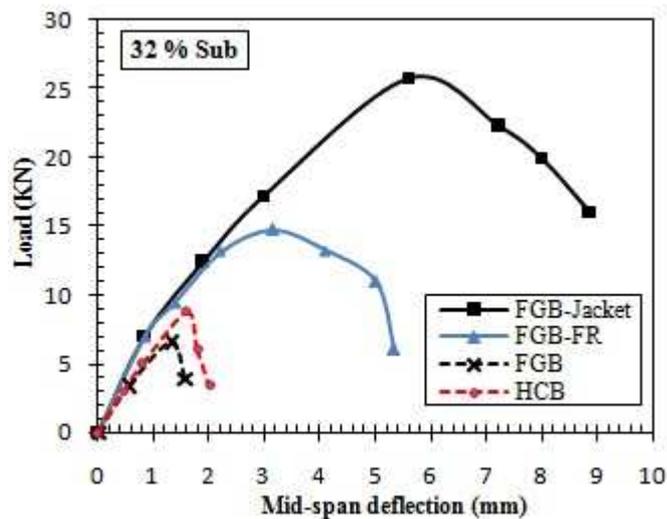
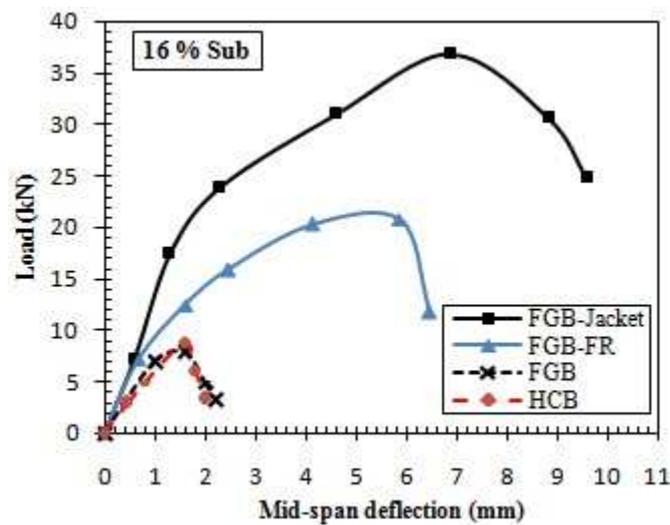
Figure II.18. *Histogramme montrant pour les différentes substitutions.*

Tableau II.12. Apport du confinement selon le taux de substitution

Substitution (%)	Apport en résistance (%)	Apport en ductilité (%)
16	66,93	247,46
32	76,78	116,12
64	88,38	15,38

II.3.5.2. Validation des résultats par les grandes poutres

La confrontation des courbes force-déplacement pour les poutres confectionnées, qui représente l'évolution du chargement extérieur appliqué, en fonction des déplacements verticaux à mi travée de la poutre, selon les différentes variantes de substitution et de renforcement est illustrée sur la figure II.19.



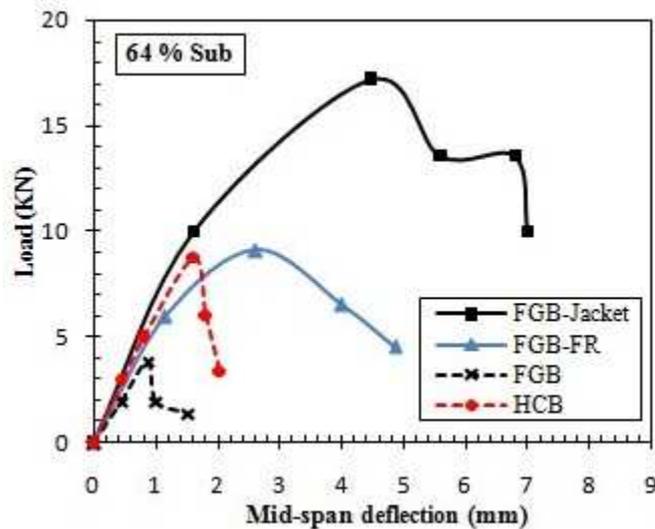


Figure II.19. Confrontation des courbes force-déplacement selon les différentes substitutions (poutre de grande dimension).

Les courbes force-déplacement pour les grandes poutres montrent que le comportement est similaire à celui des spécimens prismatiques.

Les différents résultats obtenus par l'analyse expérimentale en termes de capacité portante, de ductilité et de rigidité flexionnelle, sont récapitulés dans le tableau II.13.

Tableau II.13. Caractéristiques mécaniques des spécimens considérés.

Substitution du ciment	Spécimens considérés	Charge : 1 ^{ère} fissure (kN)	Flèche : 1 ^{ère} fissure (mm)	Charge max (kN)	Flèche au pic (mm)	Flèche max (mm)
0 %	HCB1	6.45	0.93	8.75	1.63	2.13
	HCB2	7.12	0.97	9.17	1.51	1.93
	HCB3	8.74	0.88	8.61	1.42	1.92
	Moyenne	7.44	0.93	8,84	1.52	1,99
	Ecart type	1,18	0,05	0,29	0,11	0,12
	Valeur réelle	7.40	0.92	8.82	1.51	1.92
16 %	FGB1	6.32	0.97	8.11	1.58	2.28
	FGB2	5.92	1.12	7.85	1.42	2.35
	FGB3	6.75	0.91	8.34	1.53	2.12
	Moyenne	6,33	1,00	8,10	1,51	2,25
	Ecart type	0,42	0,11	0,25	0,08	0,12
	Valeur réelle	6.31	0.99	8.08	1.51	2.24
	FGB-FR1	15.88	1.93	21.34	5.86	6.86
	FGB-FR2	16.43	2.14	22.12	5.63	5.93
	FGB-FR3	14.75	1.95	21.97	5.51	6.71
	Moyenne	15,69	2,01	21,81	5,67	6,50
	Ecart type	0,86	0,12	0,41	0,18	0,50
	Valeur réelle	15.66	2.00	21.80	5.66	6.48
	FGB-Jacket1	26.31	2.31	37.13	6.81	9.91
FGB-Jacket2	24.54	2.18	36.35	7.12	9.17	

	FGB-Jacket3	24.76	2.37	36.8	7.32	9.63
	Moyenne	25,20	2,29	36,76	7,08	9,57
	Ecart type	0,96	0,10	0,39	0,26	0,37
	Valeur réelle	25.18	2.28	36.75	7.06	9.56
32 %	FGB1	4.79	0.59	6.53	1.32	1.59
	FGB2	5.32	0.65	7.12	1.42	1.51
	FGB3	4.91	0.51	6.84	1.25	1.43
	Moyenne	5,01	0,58	6,83	1,33	1,51
	Ecart type	0,28	0,07	0,30	0,09	0,08
	Valeur réelle	5.00	0.57	6.83	1.32	1.50
	FGB-FR1	9.43	1.41	14.8	3.16	5.33
	FGB-FR2	9.12	1.21	14.1	3.12	5.65
	FGB-FR3	10.43	1.48	15.3	2.43	5.32
	Moyenne	9,66	1,37	14,73	2,90	5,43
	Ecart type	0,68	0,14	0,60	0,41	0,19
	Valeur réelle	9.63	1.36	14.70	2.88	5.42
	FGB-Jacket1	17.18	2.73	25.73	5.61	8.41
	FGB-Jacket2	17.87	2.83	26.54	5.83	9.14
	FGB-Jacket3	15.53	2.56	24.91	5.32	8.20
	Moyenne	16,86	2,71	25,73	5,59	8,58
	Ecart type	1,20	0,14	0,82	0,26	0,49
	Valeur réelle	16.82	2.70	25.70	5.57	8.56
64 %	FGB1	1.94	0.53	3.87	0.86	1.52
	FGB2	2.43	0.43	4.32	0.91	1.76
	FGB3	2.32	0.61	4.12	0.81	1.41
	Moyenne	2,23	0,52	4,10	0,86	1,56
	Ecart type	0,26	0,09	0,23	0,05	0,18
	Valeur réelle	2.22	0.51	4.10	0.85	1.54
	FGB-FR1	6.15	1.11	10.16	2.64	4.86
	FGB-FR2	5.92	1.25	9.08	2.13	4.54
	FGB-FR3	5.16	0.95	8.12	2.47	5.12
	Moyenne	5,74	1,10	9,12	2,41	4,84
	Ecart type	0,52	0,15	1,02	0,26	0,29
	Valeur réelle	5.71	1.09	9.08	2.40	4.82
	FGB-Jacket1	13.45	2.32	18.51	4.48	7.18
	FGB-Jacket2	12.54	2.11	17.73	4.76	6.87
	FGB-Jacket3	11.67	2.54	15.4	5.18	7.10
	Moyenne	12,55	2,32	17,21	4,81	7,05
	Ecart type	0,89	0,22	1,62	0,35	0,16
	Valeur réelle	12.52	2.30	17.16	4.79	7.04

II.3.5.2.1. Mécanismes de rupture

Les mécanismes de défaillance correspondant aux différents spécimens de poutres testées sous chargement de flexion trois et quatre points, selon les différentes substitutions du ciment portland et les différentes variantes de renforcement sont présentés et discutés. Les

paramètres structurels qui influencent le comportement, la ductilité ainsi que le passage d'un mode de rupture fragile à un mode de rupture ductile sont distingués et discutés. La Figure II.20 illustre une comparaison morphologique de l'évolution des fissures dans les éléments considérés dans la présente étude.



Figure II.20. Comparaison morphologique des modes de rupture des spécimens.

Le mode de rupture de la poutre non homogène confinée par collage de plaques composites en GFRP, est caractérisé par la propagation des microfissures, initiées au niveau de l'interface, qui se densifient sur la matrice béton modifié et se transforment en macro-fissures. Les corps d'épreuve avec 16 % de substitution présente un comportement relativement ductile comparativement à celui des deux autres substitutions du ciment portland par l'argile. Ce mode de rupture se caractérise par un cisaillement des deux matrices en béton avec un décollement partiel du renfort, conduisant à une rupture par effort tranchant (voir Figure II.20).

La ductilité de la structure est fonction des propriétés mécaniques de l'interface béton-composite. Le chargement extérieur augmente jusqu'à la rupture, qui aura lieu par décollement du composite à ses extrémités pour les poutres avec 32 % et 64 % de substitution du ciment respectivement. Ce mode de rupture, empêche la conjugaison des performances mécaniques de la plaque composite. La rupture des poutres non homogènes non renforcées et de la poutre témoin en béton, sont obtenues par flexion.

II.3.5.2.2. Mode de décollement des plaques composites

Dans l'étude du comportement global des éléments renforcés par collage de plaque composite sous chargement de flexion, la rupture de l'interface béton/composite, en raison de la progression des fissures de flexion et de cisaillement, est considérée comme l'un des modes de défaillance le plus important. La figure II.21 illustre une comparaison morphologique du

mode de rupture de la poutre renforcée (FGBS-FR) sur la figure II. (21.b), et le décollement de l'enveloppe composite sur la figure II.(21.a).

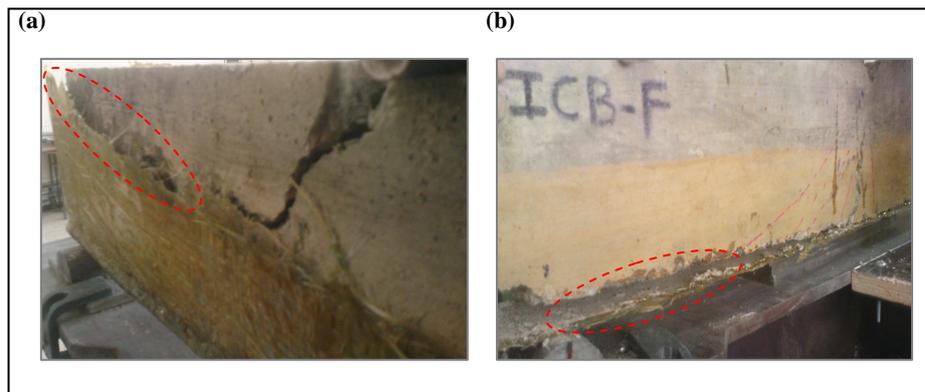


Figure II.21. Décollement des plaques composites (a) enveloppe GFRP et (b) plaque GFRP.

La résistance des poutres non homogènes à gradient fonctionnel en flexion et la ductilité diminuent de manière significative en fonction du taux de substitution du ciment Portland; ceci s'explique par la vitesse de propagation des fissures dans la matrice béton modifié, en raison de la dégradation de la rigidité flexionnelle. Le comportement global de la structure ainsi que la ductilité dépendent des propriétés mécaniques de l'interface béton modifié/composite GFRP. La Figure II.22 illustre l'historique des résistances ultimes et des déplacements correspondants à mi-travée, obtenus par lors des essais de flexion selon la fraction substituée de ciment portland.

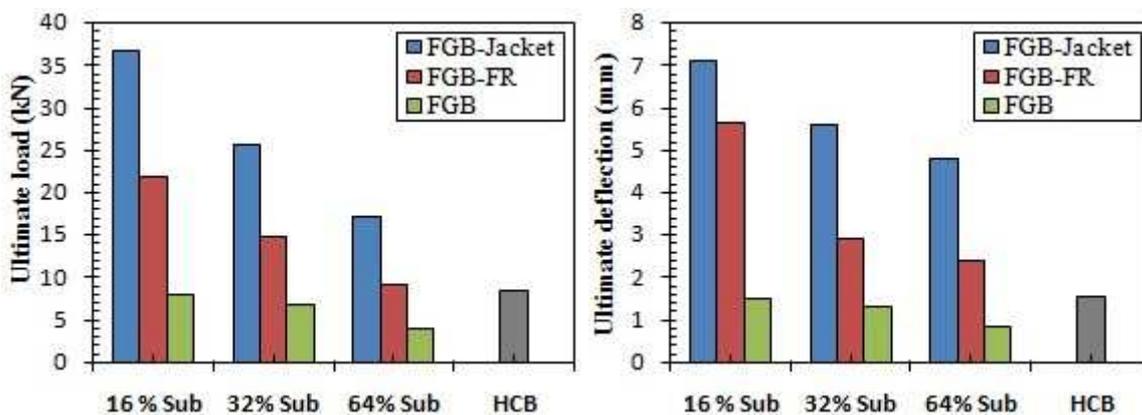


Figure II.22. Comparaison des valeurs moyennes de la capacité portante et du déplacement correspondant pour les différentes variantes.

La conjugaison des performances mécaniques de la plaque composite permet à la fois de maintenir une rigidité à la flexion acceptable et de diminuer la vitesse de propagation des fissures. Le collage extérieur d'enveloppe composite permet le passage d'un mécanisme de rupture fragile à un mode de rupture ductile. Cet apport en ductilité confère à la poutre composite à gradient fonctionnel une capacité portante très importante.

II.4. Conclusion du chapitre

Les résultats obtenus dans cette étude expérimentale, menée sur des poutres non homogènes à base de matériaux à gradient fonctionnel, confinées et renforcées par des enveloppes composites, soumises à un chargement de flexion jusqu'à la rupture, montrent clairement l'amélioration en termes de capacité portante et de rigidité flexionnelle, comparativement aux structures homogènes équivalentes en béton ordinaire, ainsi que le passage d'un mode de rupture fragile à un mode de rupture ductile.

Les poutres confectionnées avec des taux de substitution de 16% et 32% du ciment portland, présentent un comportement ductile et des déformations très importantes comparativement à la poutre de référence. Les différents taux de substitution sont considérés dans le but d'optimiser la formulation du béton modifié.

L'analyse des courbes force-déplacement montre que la capacité portante et la ductilité diminuent de façon significative en fonction de l'augmentation du taux de substitution de ciment portland. La capacité portante réelle de la poutre non homogène confinée (FGB-Jacket) avec 16 % de substitution est de l'ordre de 36.75 kN avec un déplacement vertical à mi travée correspondant de 3,45mm ; pour les deux autres variantes de substitution à savoir 32 % et 64 %, les charges ultimes correspondantes sont 25.70kN et 14,70 kN respectivement. Cette chute en capacité portante est expliquée par la concentration des fissures au niveau de l'interface béton modifié-composite, produisant un décollement de la plaque et une rupture moins ductile des éléments considérés.

La ductilité de la structure est fonction des propriétés mécaniques de l'interface béton modifié-composite. Pour les poutres avec 32 % et 64 % de substitution du ciment, le chargement extérieur augmente jusqu'à la rupture obtenue par décollement de la plaque composite à ses extrémités. Les ruptures des poutres non homogènes non renforcées et des poutres de référence en béton, sont obtenues par flexion

Les résultats de cette étude, présente une petite partie de l'aspect mécanique des bétons modifiés, à l'avenir il convient de valider les résultats de la campagne expérimentale d'une part par des simulations numériques à base des éléments finis, dans le but d'optimiser les formes et les paramètres conceptuels et d'autres part par une modélisation analytique pour transcrire le comportement réel et d'évaluer la réponse exacte de la poutre réalisée avec cette nouvelle conception.

Chapitre III

Simulation numérique

III.1. Introduction

La modélisation numérique est un moyen très performant pour l'étude des phénomènes mécaniques complexes. Cependant, elle n'est qu'une technique d'approximation de la réalité.

Les résultats donnés par la simulation numérique doivent être toujours confrontés aux résultats donnés par les essais. A ce jour, la méthode des éléments finis continue d'être une approche dominante d'analyse des structures et s'avère être plus économique que les tests au laboratoire. Dans ce chapitre, nous présentons les différents résultats de l'étude numérique du comportement des poutres non homogènes à matériau à gradient fonctionnel (FGM) renforcées par collage de plaques composites, sous un chargement de flexion.

L'objectif de cette partie d'étude est de confronter les résultats trouvés expérimentalement aux résultats donnés par l'outil numérique, dans le but de mettre en exergue l'importance de la nouvelle technique proposée. Le choix d'un modèle 3D pour la modélisation de la poutre développée s'avère être nécessaire, en s'appuyant sur le code de calcul ABAQUS [63], les modèles choisis doivent prédire l'endroit et le mode de rupture de la poutre sous chargement. Cette étude nécessite de prendre en compte le comportement généralisé des matériaux constitutifs de la poutre non homogène proposée (béton ordinaire, béton modifié et matériau composite). L'interaction entre les différents éléments ainsi que les étapes de construction de la poutre sont présentées.

Les résultats de la simulation numérique en termes de contrainte et de déformation et de dégradation de la rigidité sont présentés et discutés.

III.2. Modélisation 2D et 3D par éléments finis

L'un des outils très adaptés pour l'étude de phénomènes mécaniques complexes est la modélisation numérique par éléments finis, qui est une technique d'approximation de la réalité. Elle est fondée sur une approche géométrique, une fois cette géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème. Cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Elle est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de formes géométriques simples (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. En effet, il est nécessaire de prendre en compte les phénomènes prépondérants ainsi que les enjeux de cette simulation. De plus, pour assurer la pertinence de la solution retenue, il est nécessaire de valider préalablement l'approche numérique choisie par rapport à une ou plusieurs expériences de référence.

Actuellement, il existe des modèles non linéaires qui ont l'aptitude de décrire le comportement non linéaire du béton. La problématique majeure rencontrée est la prédiction du comportement réel des structures, ainsi la description des ouvertures de fissures. Du coup, les premières applications des EF au calcul d'une structure en béton armé datent de la fin des années 1960 [66, 67] ; depuis, une énorme quantité de travaux de recherche est apparue dans la littérature.

III.3. Propriétés des matériaux et modèles de comportement

Pour trouver la réponse globale d'une structure considérée sous sollicitations extérieures, l'utilisation d'un modèle numérique prédictif s'avère être nécessaire. Dans ce contexte, des modèles éléments finis sont disponibles dans la littérature.

Le béton, le béton modifié, les matériaux composites et l'adhésif sont considérés séparément sous sollicitations particulières (traction, compression).

III.3.1. Comportement mécanique du béton et du béton modifié

Le béton et le béton modifié appartiennent à la famille des matériaux quasi-fragiles. Ils ont un comportement dissymétrique en compression et en traction. Les microfissures qui se trouvent au niveau des interfaces entre les granulats et le mortier, même avant la phase du chargement, ont une influence directe sur le comportement mécanique du béton. Pour des faibles chargements, les bétons restent dans le domaine élastique et les déformations sont la résultante des mouvements quasi réversibles. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture aura lieu rapidement (rupture brutale).

III.3.1.1. Comportement en compression

Le béton possède un comportement ductile sous un chargement de compression uniaxiale, la courbe contrainte_déformation (figure III.1) est définie par deux phases élastique et plastique. Dans la première phase, la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique, la deuxième phase est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement au delà de la contrainte de rupture. Le béton contient des microfissures qui commencent à se développer et se propager jusqu'à l'atteinte de la fissuration globale du béton (rupture).

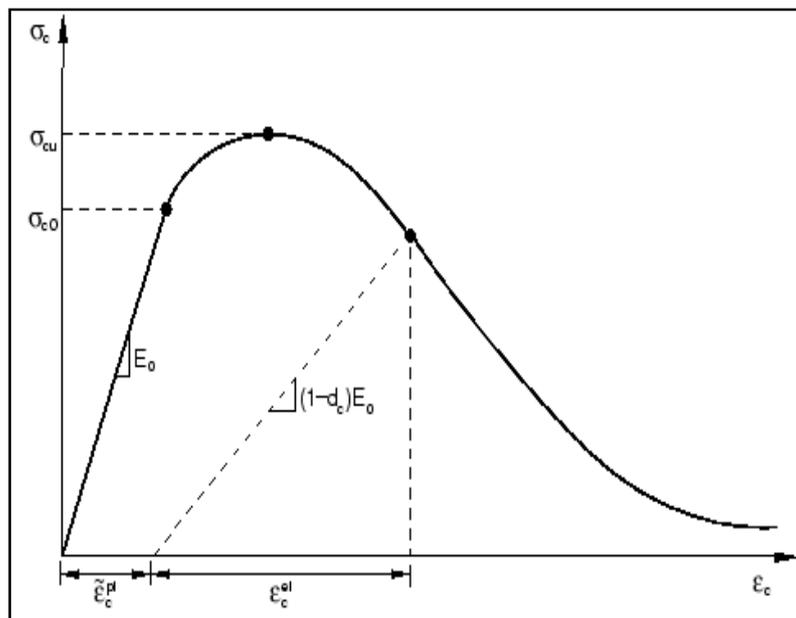


Figure III.1. Comportement du béton soumis à une compression uniaxiale [68]

III.3.1.2. Comportement en traction

Le comportement général du béton soumis à une traction uniaxiale est quasi-fragile, sa représentation est donnée sur la figure III.2. Cette courbe est linéaire élastique jusqu'à l'atteinte de la valeur de la contrainte de rupture. Au delà de cette contrainte, la direction de propagation des fissures est perpendiculaire à la direction de la contrainte appliquée.

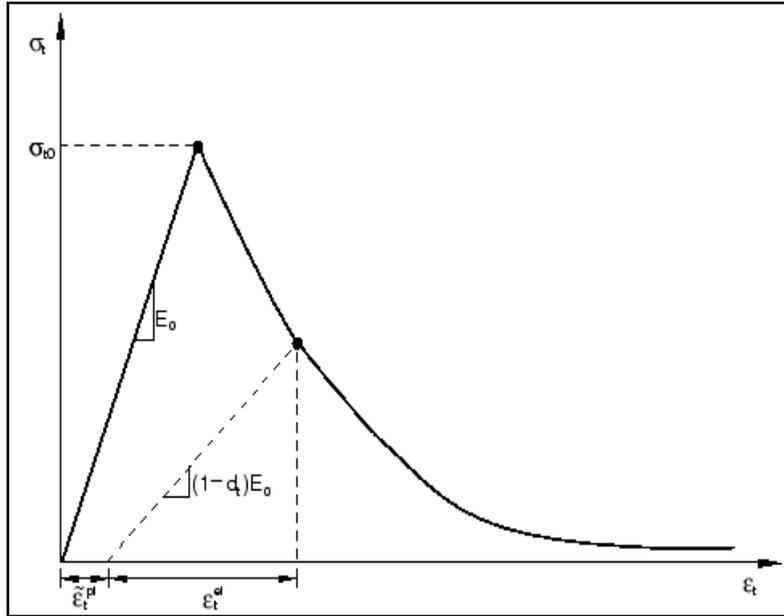


Figure III.2. Comportement du béton soumis à une traction uniaxiale. [69]

La déformation totale est constituée d'une déformation élastique et d'une autre plastique. Une énergie dite élastique réversible est mise en œuvre par les déformations élastiques, lors de toute décharge, cependant, une dissipation d'une énergie irréversible est le résultat des déformations plastiques comme montré dans la relation III.1.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^{el} + \dot{\epsilon}^{pl} \dots\dots\dots(III.1)$$

Dans le cadre de la théorie des petites perturbations, à partir du premier gradient du champ de déplacement $u = (u_x, u_y, u_z)$ on obtient le tenseur de déformation ϵ_{ij} qui est donné sous la relation (III.2):

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \dots\dots\dots(III.2)$$

La relation (III.3) contrainte-déformation est définie par :

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) = D^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec D_0^{el} est la matrice de raideur élastique, et $D^{el} = (1-d)D_0^{el}$ représente la matrice de raideur après endommagement, $\bar{\sigma}$ est le tenseur de contrainte effective. L'utilisation du principe de la contrainte effective conduit à une relation liant la contrainte réelle à la contrainte effective.

Une nouvelle relation peut être écrite alors, en liant le tenseur de contrainte effective au tenseur de contrainte élastique, comme montré dans la relation (III.4) :

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \dots \dots \dots (III.4)$$

Les relations ‘contrainte-déformation’ sous chargement de compression et de traction uniaxiales sont calculées en fonction des paramètres Intrinsèques du béton, identifiés par les essais mecaniques. En effet, ces relations sont introduites dans le code de calcul numerique. Elles sont données respectivement sur le tableau III.1. Avec E_c et σ_c sont le module de Young instantané et la contrainte maximale en compression.

Tableau III.1. Différentes lois utilisées pour le comportement en traction et en compression.

Noms	Equations
Contraintes effectives en Traction	$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl})$
Contraintes effectives en compression	$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})$
Dommages en compression	$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}}$
Dommages en traction	$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}}$

III.3.2. Identification des paramètres du modèle

Les paramètres principaux à définir soigneusement sont : la loi ‘contrainte-déformation’ (puisque cette dernière permet de calculer les valeurs d’écrouissage) qui ne doit pas poser de problème d’intégration numérique et l’utilisation des énergies de fissuration, qui offrent à l’algorithme du modèle une bonne capacité de convergence [70]. Les paramètres du modèle pour les différentes substitutions considérées sont représentés dans le tableau (III.2) :

Tableau III.2. Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton [71,72]

Notations	Paramètres				Dénotation
	Valeur				
	0 %	16%	32%	64%	
f_c (Mpa)	30,57	27,34	24,43	15,12	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3 f_c$ (Mpa)	9.17	8,2	7,33	4,54	Contrainte élastique en compression
ε_{c1} (‰)	2,12	1,55	1,34	0,96	Déformation au pic
$f_{t0} = 0.6 + 0.06 f_c$ (Mpa)	2.43	2,24	2,06	1,51	Contrainte max en traction
ε_{tm}	0.2	0.15	0.14	0.14	Déformation correspondante f_{t0}
E (Mpa)	29178	39133	37783	24983	Module de Young instantané
$a_c = 2 \frac{f_c}{f_{c0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}}\right)^2 - \frac{f_c}{f_{c0}}}$	11,23	11,24	11,24	11,23	Paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_{fc}} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right)$	82,72	73,79	66,1	40,91	Paramètre pilotant la courbe de compression après le pic
a_t	0,5	0,5	0,5	0,5	Paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_t = f_{t0} \frac{l_c}{G_{ft}} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right)$	415,14	382,66	351,82	257,96	Paramètre pilotant la courbe de traction après le pic
w_c (µm)	180	189	204	226	L'ouverture maximale des fissures
ν	0,21	0,15	0,14	0,13	Coefficient de poisson
ψ	32°	32°	32°	32°	Angle de dilatation
a_f	1.16	1.16	1.16	1.16	Rapport entre contrainte bi-axiale/uniaxiale
a_e	0.1	0.1	0.1	0.1	Paramètre du potentiel d'écoulement

III.3.2.1. Modélisation des composites

Les matériaux composites appartiennent à la famille des matériaux ayant un comportement particulier, vu son comportement anisotrope dans les couches élémentaires et la stratification qui comprend l'empilement de plusieurs couches. Dans cette section, on effectue une présentation du comportement élastique des matériaux orthotropes, utilisés dans la nouvelle conception proposée.

III.3.2.1.1. Modèle élastique orthotrope

Les composites orthotropes sont des composites dont le renfort est généralement constitué de fils unidirectionnels croisés à 90°, l'un dans le sens de la chaîne et l'autre dans le sens de la trame [14] (figure III.3). Du point de vue élastique, ces matériaux sont considérés comme des matériaux orthotropes. Cela est dû à l'architecture classique du tissu FRP possédant des fibres longues et qui confèrent au matériau trois axes de symétries orthogonaux. Le comportement du milieu homogène équivalent permet de réduire le nombre de coefficients indépendants nécessaires à leur caractérisation.

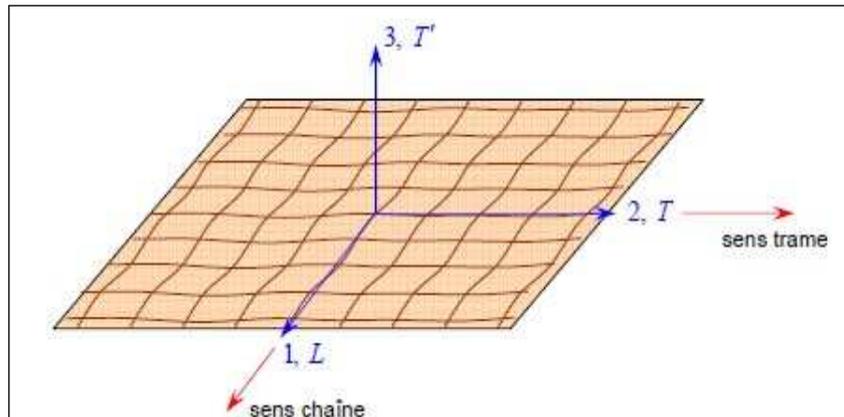


Figure III.3. Pli d'un matériau composite orthotrope [14]

III.3.2.1.2. Critère de rupture

La résistance mécanique des composites est peut être évaluée par les critères de rupture existant dans la littérature. La ruine des matériaux composites n'est pas initiée par un unique mécanisme d'endommagement, mais elle est la conséquence de l'accumulation de plusieurs modes de dégradations [73]. Le concept d'endommagement signifie le développement plus ou moins progressif de micro-défauts qui conduisent par coalescence à des macro-défauts engendrant par la suite la ruine de la structure composite.

Les critères de la contrainte maximale et de la déformation maximale ne considèrent pas les interactions entre les contraintes principales et les déformations principales et prévoient que les mécanismes élémentaires de la rupture (la rupture longitudinale, transversale ou en cisaillement) sont des phénomènes indépendants. A cet effet, on a fait appel à des critères interactifs de *Hill-Tsai* et *Tsai-Wu* qui prennent en compte l'ensemble des résultats expérimentaux.

➤ Critère de Hill-Tsai

Ce critère présage que le point $\sigma_{11} = \sigma_{22} = Y, \sigma_{12} = 0$ est sur la surface de rupture, Il y a donc ruine du matériau lorsque les contraintes normales σ_{11} et σ_{22} atteignent la tension ultime transversale Y (sens normal aux fibres). Ce critère est employé pour les composites à fibres continues unidirectionnelles. L'état limite de contraintes n'est pas atteint tant que l'inégalité est vérifiée, comme illustré dans la relation (III.5) :

$$\left(\frac{\sigma_L}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_T}{Y}\right)^2 - \frac{\sigma_L \sigma_T}{X^2} + \left(\frac{\sigma_{LT}}{X_{LT}}\right)^2 = 1 \dots\dots\dots(III.5)$$

➤ **Critère de Tsai-Wu**

Ce critère permet d’obtenir des résultats théoriques plus proches des résultats expérimentaux, suite à l’augmentation du nombre de paramètres des équations théoriques. On a adopté l’expression III.6 dans notre modélisation numérique.

$$F_i \sigma_i + F_{ij} \sigma_i \sigma_j = 1 \quad i, j = 1 \dots 6 \dots\dots\dots(III.6)$$

Ou les paramètres F_i et F_{ij} caractérisent le matériau FRP utilisé. Ils dépendent des contraintes à la rupture X et Y déterminés par des essais mécaniques.

Le comportement de la fibre de verre et du composite sous chargement de traction est illustré sur la figure III.4.

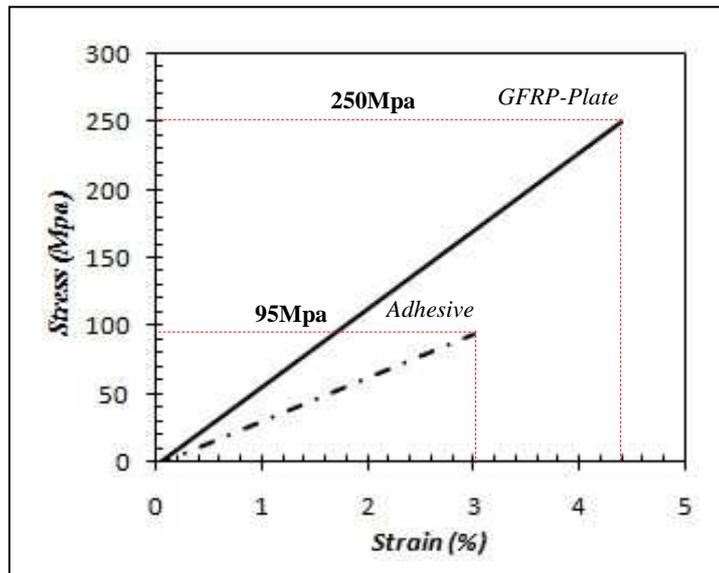


Figure III.4. Courbe contrainte-déformation pour le tissu GFRP et adhésif.

III.4. Application du logiciel

ABAQUS est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires. Il a été développé par Hibbit, Karlson & Sorensen (HKS), devenue après ABAQUS, Inc. Depuis 30 ans, ABAQUS a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer les nouveautés et répondre ainsi aux besoins. En octobre 2005, l’entreprise a été rachetée par Dassault industries pour critiquer le package ”SIMULIA”.

A partir d’un fichier de données (caractérisé par le suffixe.inp), ABAQUS décrit l’ensemble des problèmes mécaniques, le logiciel analyse les données, effectue les calculs

demandés et fournit les résultats dans un fichier.odt. Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier.odt (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc...., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

III.4.1. Présentation des variantes d'étude

Dans le cadre de la présente étude numérique, la modélisation des poutres est menée dans un espace tridimensionnel (3D). Les analyses numériques sont de type non linéaire, et permettent de déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant. En plus de la poutre non homogène renforcée par l'enveloppe composite, une nouvelle conception est développée. Elle consiste à confectionner des poutres non homogènes renforcées par enveloppes composites, mais la zone comprise entre les forces extérieures est doublement renforcée, la géométrie ainsi que les conditions aux limites de cette nouvelle conception sont représentées dans la figure III.5.

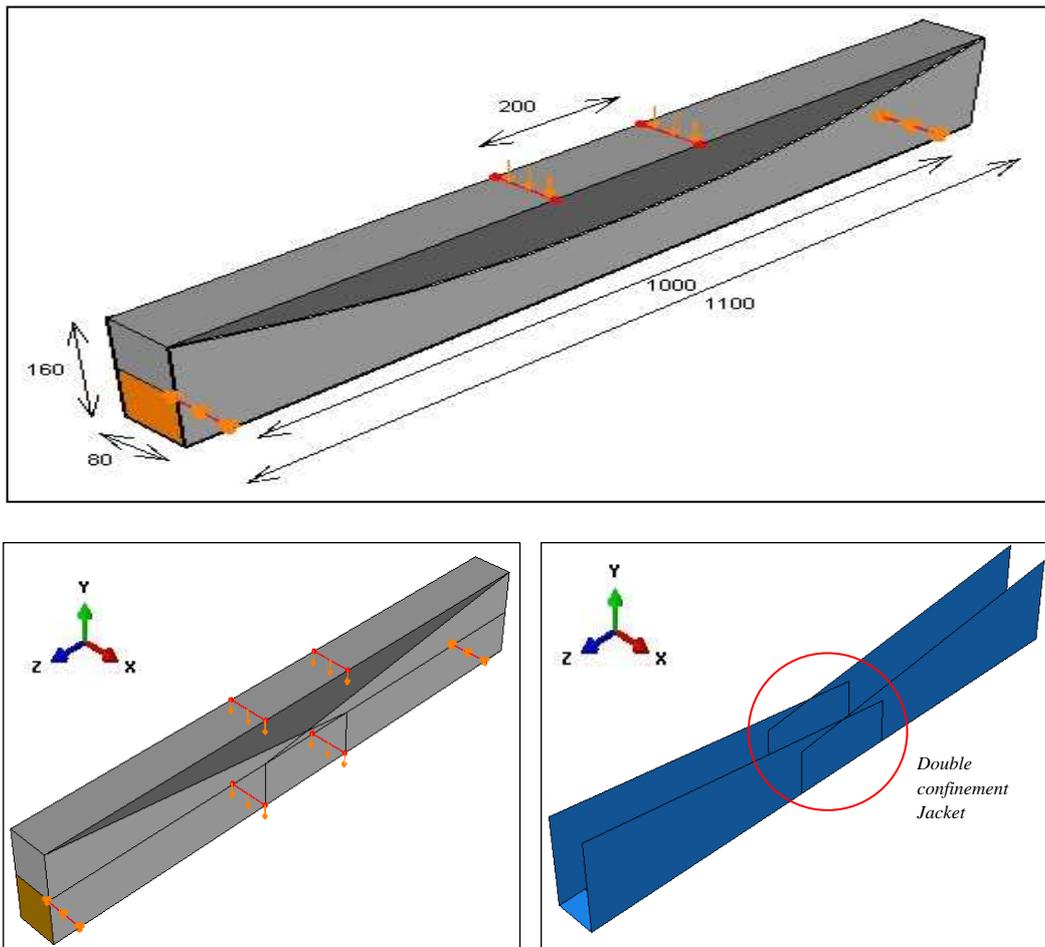


Figure III.5. Géométrie et présentation des variantes d'études considérées.

III.4.2. Maillage et éléments finis

L'étape principale, pour aboutir à des résultats numériques cohérents, consiste à adopter un maillage raffiné seulement dans les zones susceptibles de développer des phénomènes significatifs, le reste de la structure est alors maillée plus grossièrement. Les résultats numériques sont influencés par l'utilisation d'éléments de même taille. De plus, la densité de notre maillage doit être optimale, afin de réduire autant que possible, la taille du problème et le temps d'exécution.

Les poutres sont maillées plus finement dans les endroits susceptibles à la rupture. Des éléments finis tétraédriques à quatre nœuds avec 12 degrés de liberté sont utilisés pour mailler la poutre en béton avec une dimension de deux centimètres dans les trois directions. Le tissu composite est maillé par des éléments quadratiques (2D) à quatre nœuds avec 8 degrés de liberté, ayant une dimension d'un centimètre dans les deux directions, ce qui assure un maillage très raffiné. Comme illustré dans la figure III.6.

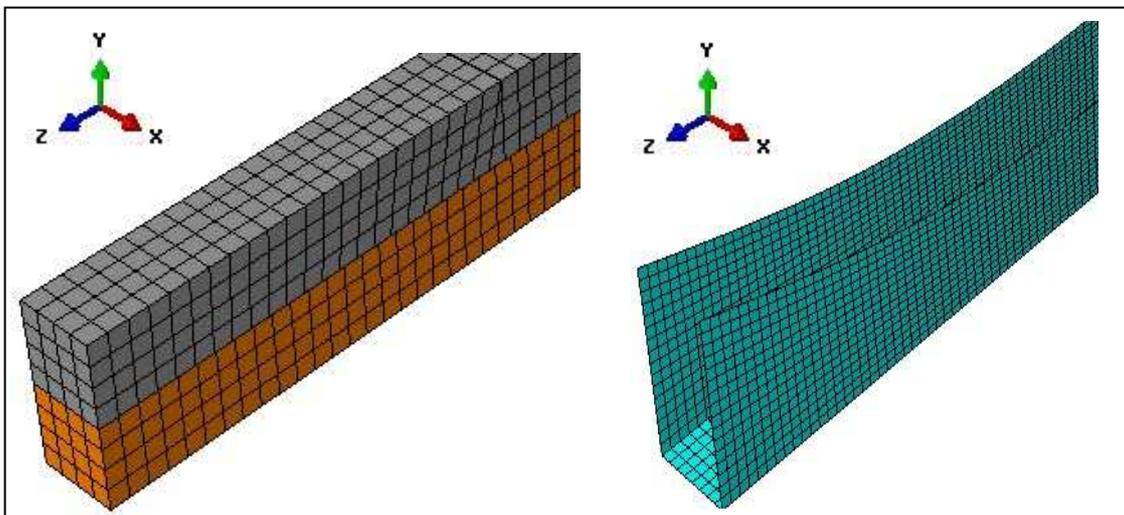


Figure III.6. Maillage adopté pour l'enveloppe GFRP et la poutre FGB

III.4.3. Modélisation des contacts

L'objectif du choix du contact est d'identifier les situations et les types de contact pour que les lois physiques correctes puissent être appliquées afin de déterminer les forces de contact. Un contact est établi lorsque la superposition se trouve entre les sommets, les bords ou les faces. Un écart ou interstice entre deux blocs, devra aussi être calculé afin qu'on puisse établir la situation du contact. En général, trois situations de contact peuvent être détectées : interpénétration, contact affleurant, pas de contact.

Dans ce cas d'étude un contact affleurant suivant le type surface-surface est choisi, pour l'interface béton ordinaire-béton modifié, un contact parfait est considéré dans la simulation suivant le modèle TE. Mais pour l'interface béton modifié-composite, le contact n'est pas parfait, un coefficient de frottement est considéré.

III.5. Résultats numériques et confrontation

Dans la section suivante, les résultats numériques sont présentés en termes de capacité portante, modes de rupture. Une analyse des courbes force-déplacement, en utilisant les modèles précédents, est également présentée.

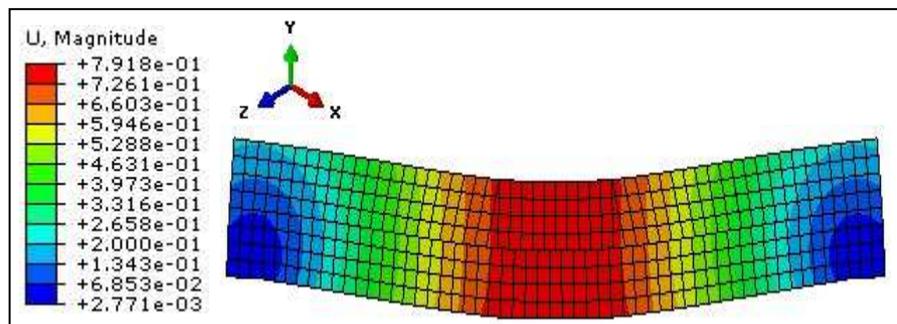
III.5.1. Résultats numériques

Les résultats numériques en termes d'évolution des contraintes, des déplacements et d'évolution des dommages des différents spécimens ,en fonction du temps sont présentés dans cette étude et confrontés aux résultats obtenus lors des essais, à travers la confrontation des courbes forces-déplacement. Les modes de rupture des différents spécimens sont présentés et analysés, permettant de déduire les paramètres influençant la ductilité structurelle, ainsi que le passage d'un mode de rupture fragile à un mode de rupture ductile.

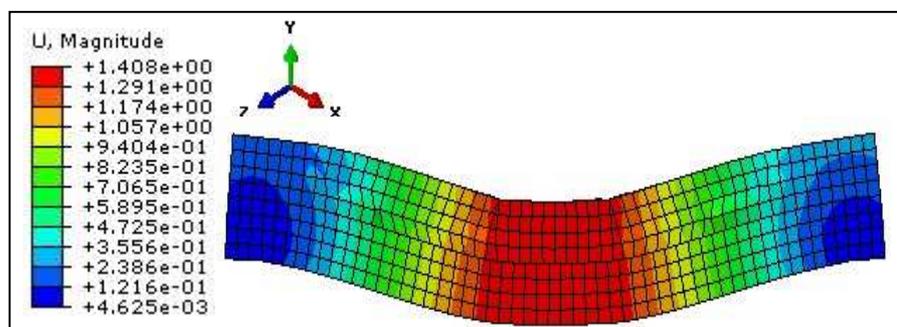
III.5.1.1. Evolution des déplacements

Pour les différents incréments de chargement, les déplacements verticaux de la poutre non homogène considérée se concentrent dans la partie mi-travée de la poutre non homogène, en allant vers les appuis, l'intensité de ces déplacements diminue. Une augmentation en fonction de l'incrément est observée.

Pour un incrément de 0.25



Pour un incrément de 0.75



Pour un incrément de 1

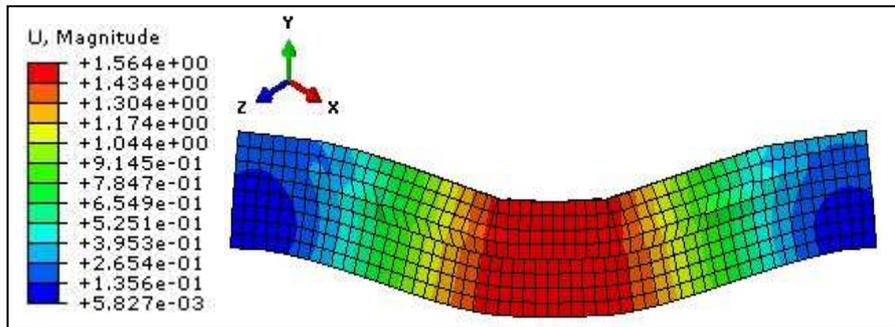


Figure III.7. Evolution des déplacements dans la poutre FGB- enveloppe composite

III.5.1.2. Evolution des contraintes

Les contraintes de Von Mises pour la poutre non homogène et la plaque composite, se concentrent dans la zone comprimée et au niveau des appuis. Leur évolution se fait selon des bielles de 45°, cela est dû à l'absence des armatures transversales. La présence de l'enveloppe composite permet simultanément d'empêcher la propagation de ces contraintes et de les réduire.

<i>Evolution des Contraintes de Von Mises</i>	
<i>Poutre FGB-Jacket</i>	<i>Enveloppe GFRP</i>
<u><i>Pour un incrément de 0.25</i></u>	<u><i>Pour un incrément de 0.25</i></u>
<u><i>Pour un incrément de 0.75</i></u>	<u><i>Pour un incrément de 0.75</i></u>

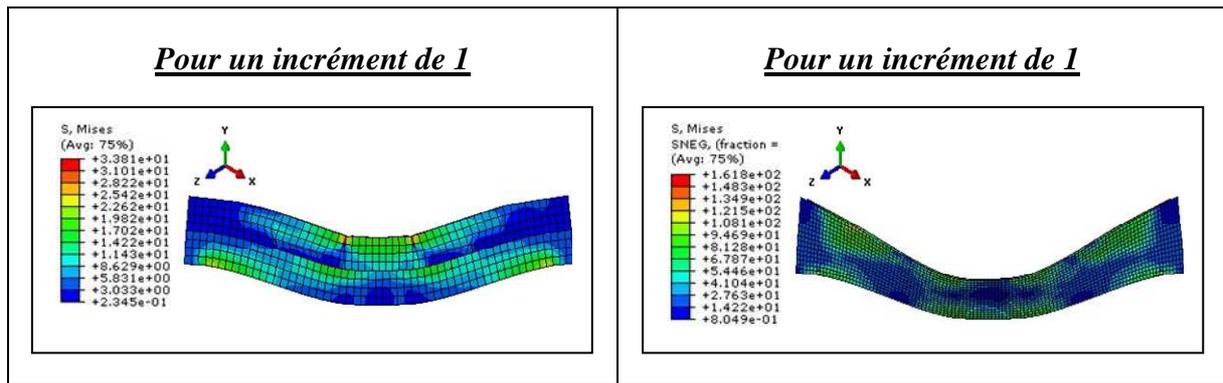
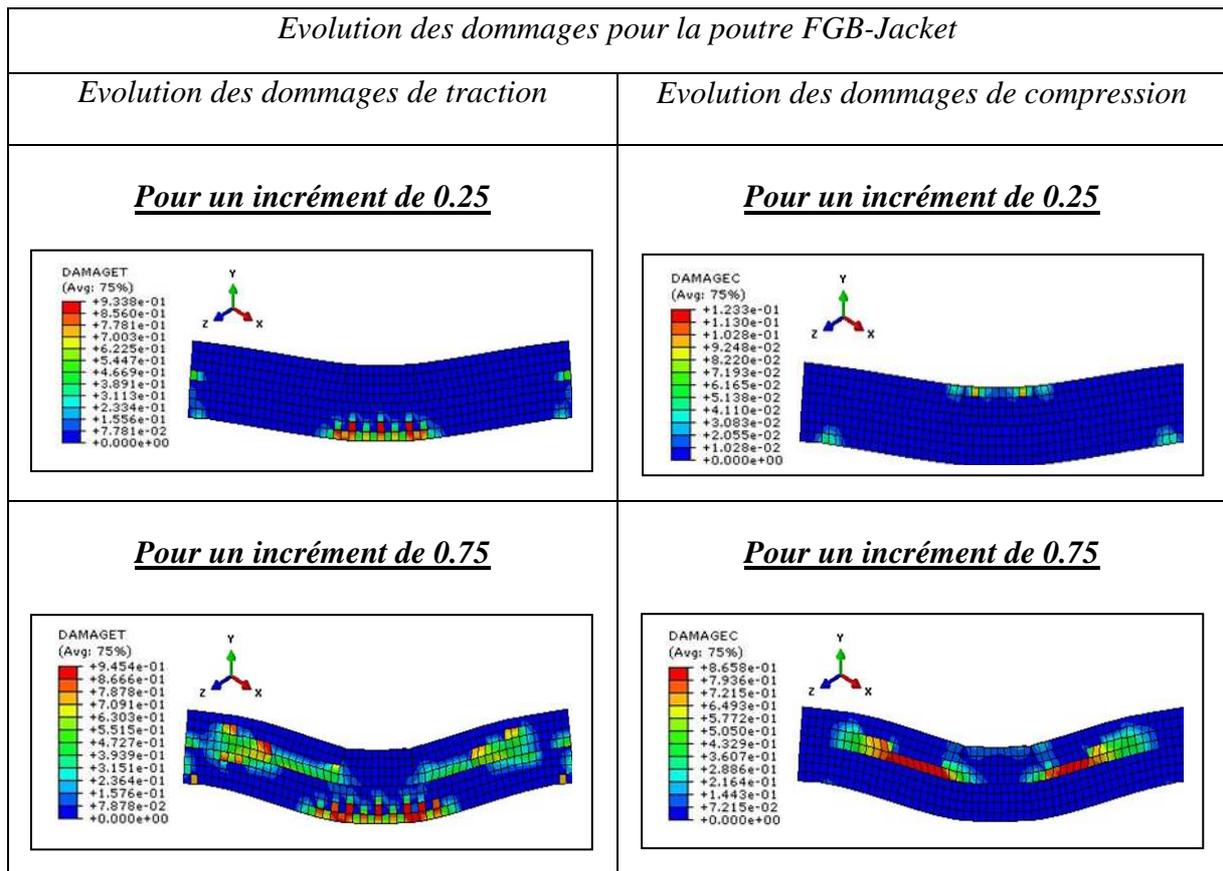


Figure III.8. Evolution des contraintes de Von-Mises dans la poutre FGB et l'enveloppe GFRP.

III.5.1.3. Evolution des dommages

Les dommages de compression sont concentrés dans la partie supérieure de la poutre développée, contrairement aux dommages de traction qui se concentrent globalement au niveau de l'interface béton ordinaire-béton modifié, béton modifié-GFRP et finalement au niveau des appuis.



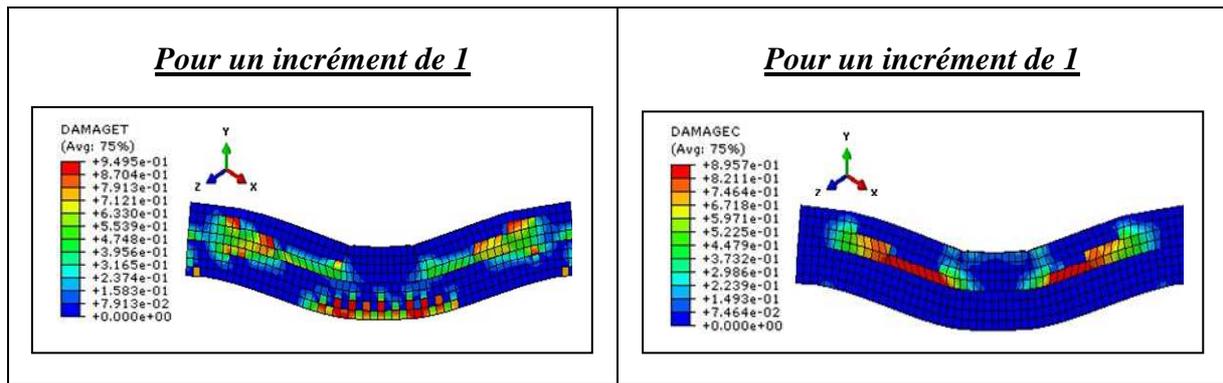
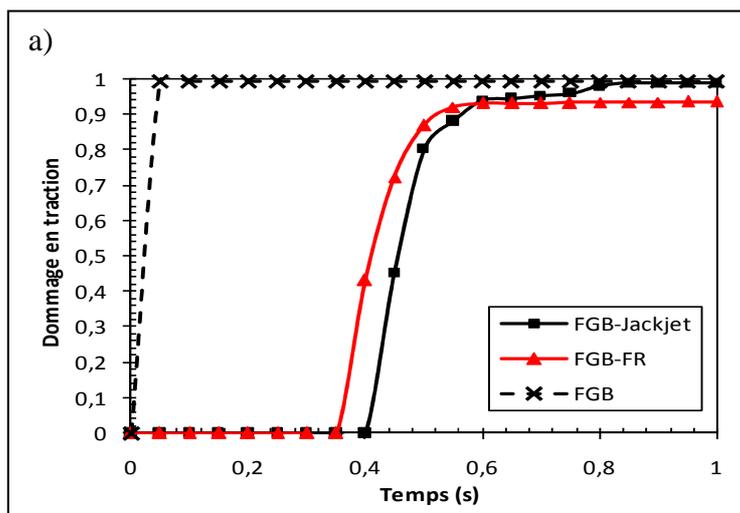


Figure III.9. Evolution des dommages pour la poutre FGB-enveloppe.

➤ Evolution des dommages en fonction du temps

Les évolutions de l'endommagement dû à la compression et à la traction en fonction du facteur temps, pour la fibre la plus comprimée et la plus tendue des poutres étudiées : à savoir la poutre FGB, FGB-FR et FGB-Jacket, sont représentées sur la figure III.10.



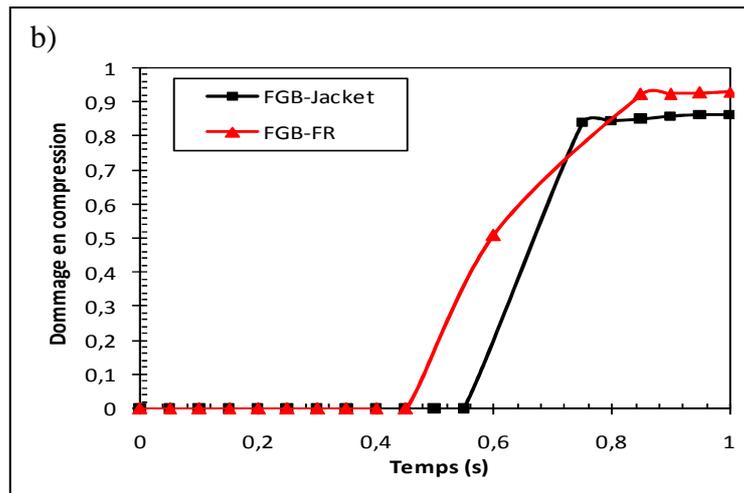


Figure III.10. Evolution des dommages de la poutre FGB-Jacket en fonction du temps a)- traction. b)-compression.

III.5.2. Confrontation avec l'expérimental

Etant donné que notre modèle expérimental et notre modèle numérique ont la même géométrie et sont constitués de matériaux possédant les mêmes propriétés physiques, nous nous permettons de faire une comparaison entre nos résultats numériques et expérimentaux.

Une étude comparative est effectuée sur les différents spécimens, dans le but de mettre en évidence expérimentalement et numériquement l'avantage de cette nouvelle technologie de conception et de valider les modèles éléments finis proposés. La confrontation des courbes force-déplacement selon les différentes configurations de substitution du ciment portland permet de mettre en valeur l'apport de cette conception en termes de capacité portante et en termes de déformation, comparativement aux structures équivalentes en béton.

III.5.2.1. Comportement global

III.5.2.1.1. Confrontation des résultats numériques et expérimentaux

Dans cette section, nous présentons les résultats des simulations qui donnent une information sur le comportement global de la structure proposée. Le champ de déplacement est déterminé pour tous les incréments de la procédure, à la fin de cette procédure, on atteint l'évolution de la flèche avec l'évolution du paramètre pilote. Sur la figure III.11, nous présentons les courbes chargement-déplacement pour les différentes variantes de poutres considérées.

Les différents résultats obtenus par les analyses expérimentale et numérique à base des éléments finis pour les différentes variantes d'étude sans compter la FGB-D-Jacket, en termes de capacité portante, de ductilité, et de rigidité flexionnelle, sont récapitulés dans le tableau III.3.

Tableau III.3. Confrontation des résultats numériques et expérimentaux pour les différentes variantes de poutres.

Substitution du ciment	Spécimens considérés	Charge : 1 ^{ère} fissure (kN)		Flèche : 1 ^{ère} fissure (mm)		Charge max (kN)		Flèche max (mm)	
		Test	FEA	Test	FEA	Test	FEA	Test	FEA
0 %	P-BO	6.45	6.54	0.93	1.16	8.75	9.52	1.63	1.87
16 %	FGB	6.32	7.13	0.97	1.11	8.11	9.14	1.58	1.79
	FGB-FR	15.88	13.56	1.93	1.59	21.81	21.54	5.86	6.21
	FGB-Jacket	26.31	23.88	2.31	2.65	36.76	34.78	6.91	8.37
32 %	FGB	4.79	6.12	0.59	0.66	6.53	8.32	1.32	1.11
	FGB-FR	9.43	8.12	1.41	1.74	14.73	13.54	3.16	3.75
	FGB-Jacket	17.18	16.43	2.73	2.16	25.73	24.19	5.61	7.81
64 %	FGB	2.34	1.95	0.53	0.71	3.87	4.21	0.86	1.17
	FGB-FR	6.15	7.54	1.11	1.35	9.12	9.54	2.64	4.12
	FGB-Jacket	13.45	12.54	2.32	1.94	17.21	19.08	4.48	6.59

L'analyse des résultats montre clairement l'amélioration en termes de résistance à la flexion et la déformabilité des poutres non homogènes (FGM) renforcées par enveloppe GFRP comparativement aux poutres de référence en béton ordinaire.

La poutre non homogène FGB-Jacket avec 16% de substitution a une résistance maximale à la flexion de l'ordre de 36.76 kN et un déplacement maximal à mi-travée égal à 6.91 mm. Pour les autres variantes de substitution (32% et 64%), elles ont des forces maximales de 25.73 et 17.21kN respectivement. Donc, la capacité portante de ces poutres diminue de façon significative en augmentant la fraction substituée du ciment portland.

Cette diminution peut être expliquée par la concentration des microfissures dans la matrice béton modifié, ainsi au niveau de l'interface GFRP-béton modifié.

Enfin, dans l'ensemble, une bonne concordance est observée entre les résultats numériques et expérimentaux. Les charges maximales données par la simulation numérique sont légèrement plus élevées comparativement à celles données par les essais; cette différence est due aux déformations initiales dans les poutres développées, qui ne sont pas prises en considération dans les modèles éléments finis choisis.

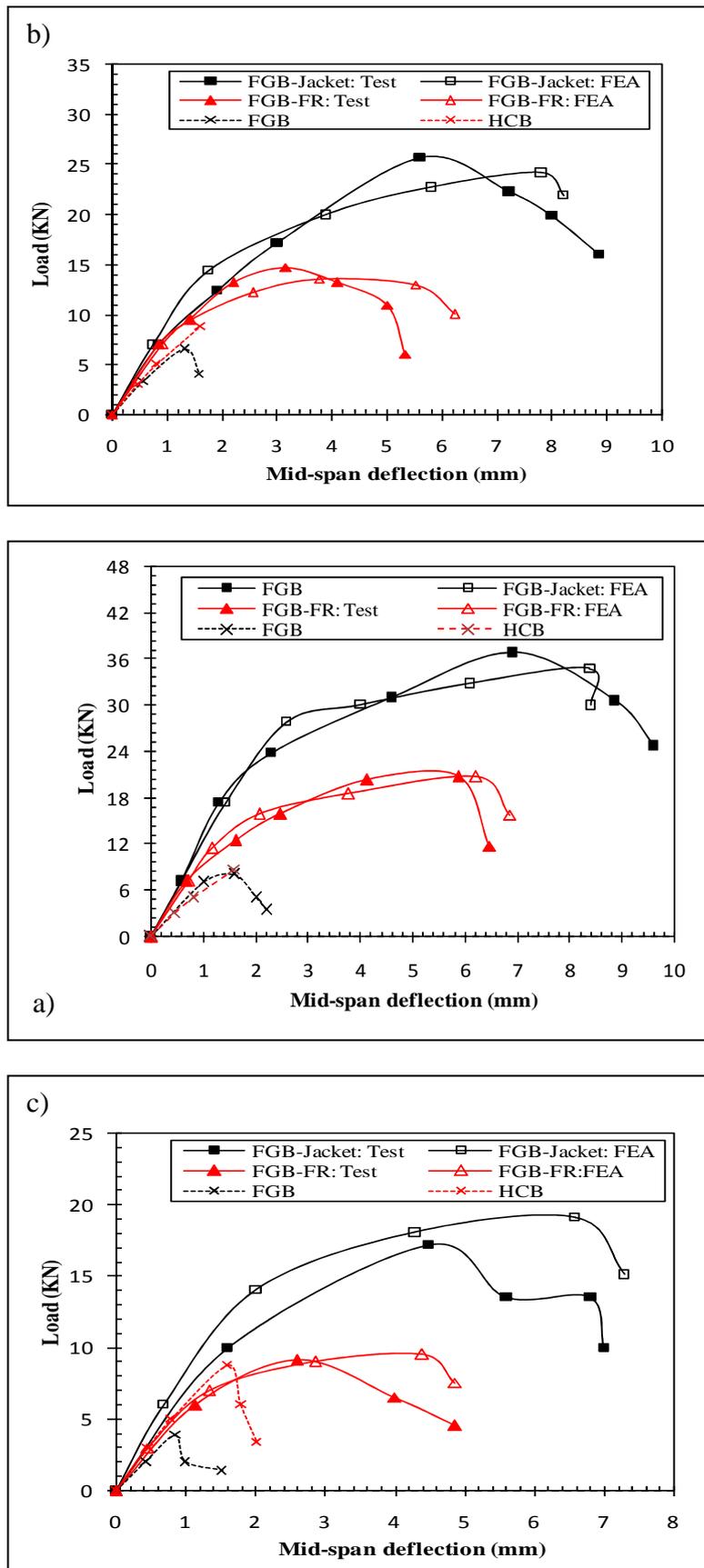


Figure III.11. Courbes force-déplacement à mi-travée des poutres FGB-Jacket pour différentes substitutions. (a) 16%, (b) 32% et (c) 64%.

La figure III.11, ci-dessus, montre l'évolution de la capacité portante des poutres en fonction des déplacements à mi-travée, la conjugaison des performances mécaniques de l'enveloppe (jacket) GFRP permet de réduire la vitesse de propagation des fissures et de s'opposer aux déformations de cisaillement, ce qui donne une rigidité à la flexion très importante pour cet élément. Cette contribution permet à la fois de rigidifier cet élément et d'éviter sa rupture prématurée. Les poutres FGB-FR sont caractérisées par des capacités portantes moins importantes comparées à celles des poutres FGB-Jacket, pour les différentes substitutions à savoir 16%, 32% et 64%. Les valeurs de la charge maximale sont 21,81 kN, 14,73 kN et 9,12 kN et les déplacements max correspondants sont 5,86 mm, 3,16 mm et 2,64 mm respectivement. L'amélioration en termes de capacité portante est de 68%, 74% et 89% respectivement pour 16%, 32% et 64% de substitution de ciment portland.

III.5.2.1.2. Résultats préliminaires de la poutre doublement confinée

Les résultats préliminaires donnés par la simulation numérique pour toutes les variantes considérées pour un pourcentage de substitution de 32 % sont donnés dans le tableau III.4 et la confrontation est illustrée par la figure III.12.

Tableau III.4. Confrontation des résultats des différentes poutres.

Poutres : 32 % de Sub	Charge : 1 ^{ère} fissure (kN)	Charge max (kN)	Rapport de force	Fleche max (mm)
H-C-B	6.45	8.43	1.31	1.89
I-C-B	4.79	6.53	1.36	2.15
R-C-B	8.32	13.83	1.48	5.22
D-C-B	16.86	25.73	1.53	8.86
C-C-B	14.37	24.19	1.53	7.92

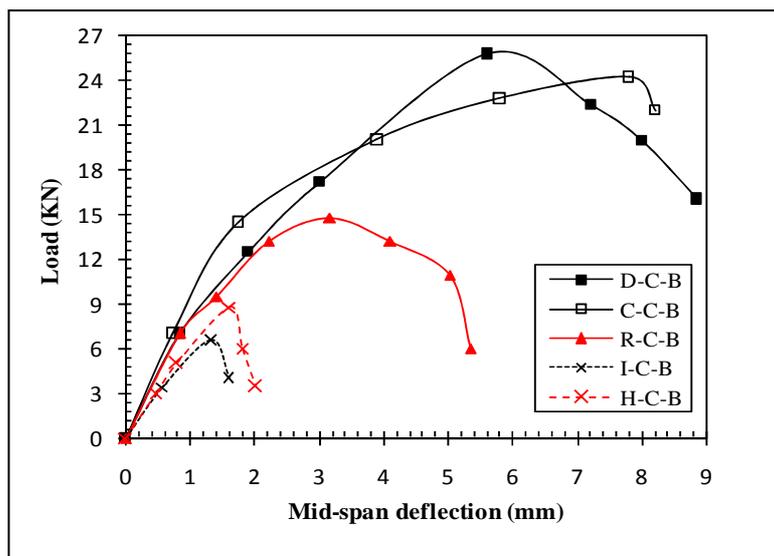


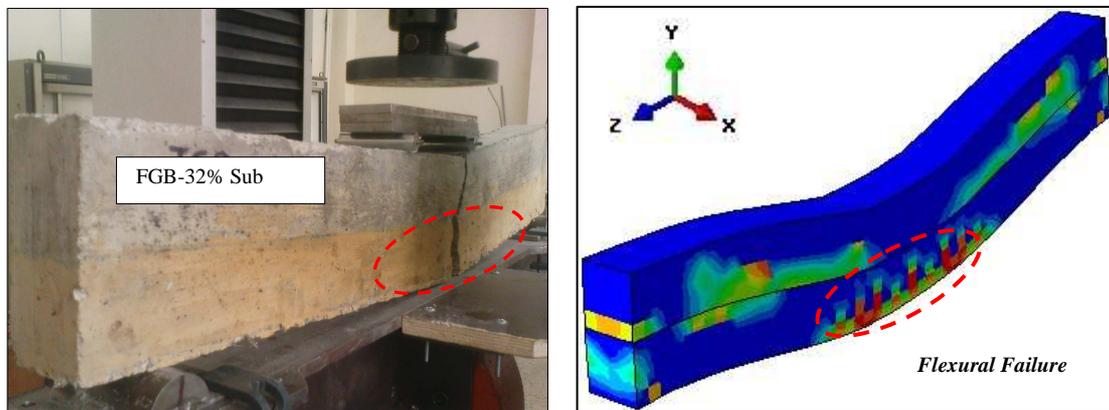
Figure III.12. Courbes force-déplacement des différentes variantes d'étude pour une substitution de 32%.

III.5.2.1.3. Modes de rupture

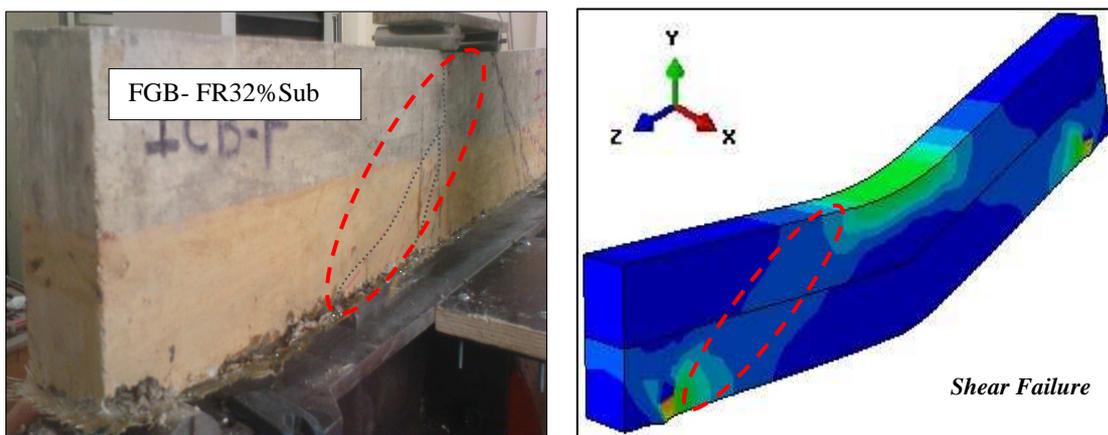
La figure III.13 montre la comparaison des modes de rupture typiques des poutres non homogènes à matériaux à gradient fonctionnel (FGM) chargées en flexion, numériquement et expérimentalement. Les résultats montrent une concordance satisfaisante.

La rupture de la poutre FGB de référence se manifeste après plastification de la matrice béton modifié, ou les microfissures se propagent et se transforment en des macrofissures. Pour le mode de rupture des poutres FGB-FR, une rupture par cisaillement a eu lieu, pour les variantes FGB-Jacket et FGB-D-Jacket, c'est la combinaison entre une rupture par cisaillement suivie d'un décollement de l'enveloppe composite.

FGB 32% Sub



FGB-FR 32% Sub



FGB-Jacket 32% Sub

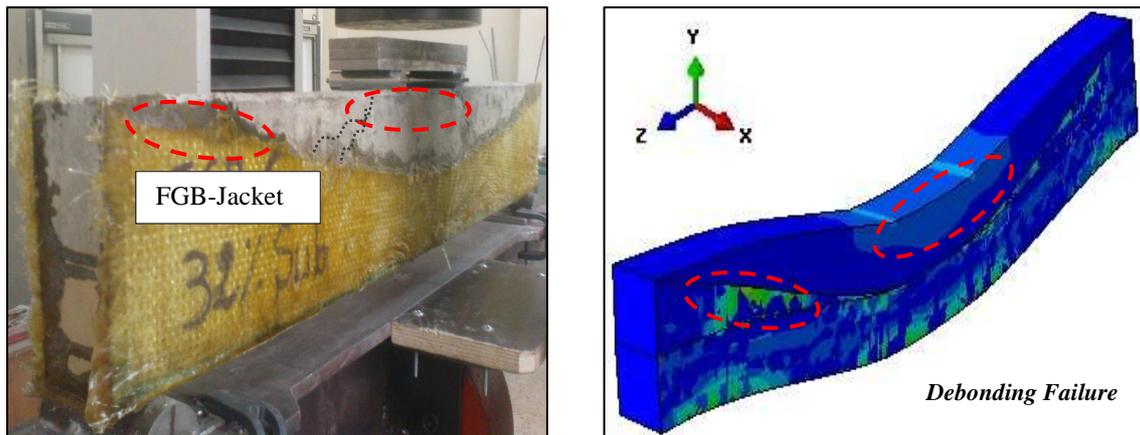


Figure III.13. Confrontation des modes de rupture (expérimental et numérique).

III.6. Conclusion du chapitre

La confrontation des résultats obtenus expérimentalement et numériquement, effectuée sur des poutres non homogènes renforcées par collage de plaques GFRP soumises à un chargement de flexion, montre clairement l'amélioration en termes de résistance par rapport à la poutre de référence en béton ordinaire. Le procédé de conception de poutre permet le passage d'un mécanisme de rupture fragile à un mode de rupture ductile. La poutre non homogène avec 32% de substitution de ciment Portland présente un comportement ductile et une énergie de déformation élevée par rapport à la poutre de référence.

Dans l'ensemble, une bonne concordance est obtenue entre les valeurs expérimentales et les valeurs prédites par le modèle numérique. La visualisation des cartographies pour les zones endommagées en compression et en traction et la propagation des fissures dans le béton est très proche du comportement réel observé dans l'analyse expérimentale.

Chapitre IV

Modélisation analytique

IV.1. Introduction

Une modélisation analytique est menée sur le comportement mécanique des poutres non homogènes de types P-FGM [74-76], renforcées et confinées par collage d'enveloppes composites et soumises à un chargement de flexion jusqu'à la rupture. Ce travail est divisé en deux parties élastique et post-élastique.

Une modélisation du comportement élastique de la poutre proposée en utilisant la théorie classique des poutres, en appliquant plusieurs théories à savoir : la théorie du premier ordre d'Euler-Bernoulli (CBT), la théorie de Timoshenko (FSDBT), Les théories d'ordre élevé telles qu'employées par Reddy [77] et la fonction exponentielle (ESDBT) utilisée par Afaq [78] et la fonction sinus (SSDBT) développée par Touratier [79]. Les équations d'équilibre sont obtenues par application du principe des travaux virtuels (PTV), et la solution mathématique est recherchée par l'approche de Navier, permettant d'évaluer les champs de déformations et de contraintes de l'élément considéré, en fonction du chargement extérieur appliqué, pour diverses valeurs du paramètre 'p' du matériau non homogène. Enfin, une comparaison des différents modèles est effectuée.

Le comportement post-élastique de la poutre non homogène confinée par l'enveloppe composite est modélisé, en tenant compte de la pression latérale de confinement. A cet effet, un modèle de confinement propre à cette conception est proposé, en s'appuyant sur des modèles existants et en utilisant la notion d'équilibre des sections. Une confrontation des résultats est réalisée.

IV.2. Comportement élastique

Dans cette première phase de chargement, la poutre présente un comportement élastique linéaire. La solution approchée de cette poutre est atteinte en considérant plusieurs théories basées sur la prise en compte ou non du cisaillement transverse, à savoir :

- la théorie du premier ordre d'Euler-Bernoulli (CBT) : elle néglige l'effet du cisaillement transverse.
- La théorie de Timoshenko (FSDBT) : elle a prolongé la théorie d'Euler-Bernoulli en tenant compte de l'effet de cisaillement transverse, dans ce cas les contraintes et les déformations sont considérées constantes à travers l'épaisseur de la poutre, alors on est amené à introduire un coefficient correcteur pour mieux prendre en compte l'effet de cisaillement transverse.
- les théories d'ordre élevé (TSDBT), (SSDBT) et (ESDBT) : Elles sont plus réalistes puisqu'elles vérifient la nullité des contraintes de cisaillement sur les limites supérieure et inférieure de la poutre, en employant une fonction de gauchissement cubique, telle que celle employée par Reddy ou la fonction sinus développée par Touratier ou la fonction exponentielle par Afaq.

IV.2.1. Modélisation tridimensionnelle

Le système mécanique développé est représenté dans la figure IV.1, les caractéristiques géométriques et les conditions aux limites sont illustrées. Les coordonnées (x) et (y) définissent le plan de la poutre qui est de longueur (L) et de section transversale (b x h), tandis que l'axe (z) origine à la surface du milieu de la poutre et dans le sens l'épaisseur.

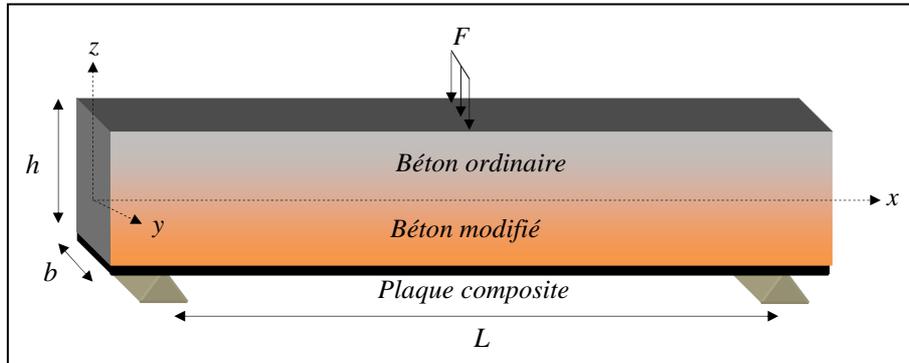


Figure IV.1. Représentation de la poutre non homogène développée.

IV.2.2. Variation de rigidité

Les propriétés du matériau dont le module de Young et le coefficient de Poisson sur les surfaces supérieures et inférieures de la poutre proposée varient de façon continue, dans le sens de l'épaisseur. L'effet de la variation du coefficient de Poisson sur la déformation est beaucoup moins important que celui du module de Young [80]. A cet effet, la valeur du coefficient de Poisson est prise constante en tout point de la poutre non homogène. Par contre le module de Young change dans la direction de l'épaisseur [81].

La rigidité de la poutre développée est supposée variable suivant sa hauteur 'h', la fraction volumique des matériaux P-FGM est supposée obéir à une fonction en loi de puissance, qui est représentée dans la relation IV.1 :

$$g(z) = \left(\frac{2z + h}{2h} \right)^p \dots\dots\dots (IV.1)$$

P : paramètre qui tient compte du changement du matériau tout le long de la hauteur h de la poutre.

La variation du module de Young dans la direction de l'épaisseur dans la poutre non homogène de type (P-FGM) : $E(z)_{P-FGM}$ est en fonction des modules de Young des matériaux constitutifs et du paramètre « p » qui tient compte du changement du matériau retenu, qui est de type puissance (power-law function) [82] et qui est donnée par la relation IV.2.

$$E(z)_{P-FGM} = E_{BO} + \left(\frac{z}{h} + \frac{1}{2} \right)^p (E_{BM} - E_{BO}) \dots\dots\dots (IV.2)$$

Tels que :

E_{BM} : rigidité de la partie inférieure de la poutre FGM (béton modifié).

E_{BO} : rigidité de la partie supérieure de la poutre FGM (béton ordinaire).

Une nouvelle formulation est proposée, elle permet de tenir compte de l'apport en terme de rigidité flexionnelle de la plaque composite, la variation du module de Young de la poutre non homogène renforcée $E(z)_p$ en fonction de la fraction volumique de la plaque composite « μ » est donnée par la relation IV.3. Cette formulation est obtenue par application de la loi de mélange, elle permet de modéliser la différence de rigidités entre les deux matériaux compatibles à savoir : le matériau non homogène à matériau à gradient fonctionnel et la plaque composite.[65]

$$E(z)_p = \mu \left[(E_{GPC} - E_{BO}) \left(\frac{z}{h} + \frac{1}{2} \right)^p + E_{BO} \right] + (1 - \mu) E_C \dots \dots \dots (IV.3)$$

IV.2.3. Solution analytique de la poutre

Le champ de déplacement de n'importe quel point situé à (x, z) de la poutre s'écrit comme montré dans la relation IV.4.

$$U(M) = \begin{cases} u_x(x) = u(x) - zw, x(x) + \psi(z)\varphi_x \\ u_z(x, z) = w(x) \end{cases} \dots \dots \dots (IV.4)$$

$U(x), W(x)$: Le déplacement dans le plan et le déplacement transverse respectivement.

$w, x(x)$: La rotation de la section.

$\psi(z)$: La fonction de gauchissement.

φ_x : La rotation suivant x.

La plupart des solutions montrées ont été basées sur les choix de la fonction $\Psi(z)$, plusieurs modèles disponibles pour les poutres à savoir : le modèle classique d'Euler-Bernoulli (CBT) qui néglige le cisaillement transversal, le modèle de premier ordre de Timoshenko (FSDBT), qui considère que les contraintes et les déformations de cisaillement sont constantes à travers l'épaisseur de la poutre, et oblige d'introduire la notion de coefficient correcteur pour mieux prendre en compte l'effet du cisaillement transverse, et les modèles d'ordre élevé qui vérifient la nullité des contraintes de cisaillement sur les limites supérieure et inférieure de la structure. La fonction du gauchissement en fonction des différentes théories est donnée comme suit :

- CBT: $\Psi(z)=0$
- FSDBT: $\Psi(z) = z$
- TSDBT: $\Psi(z) = z(1 - 4z^2/3h^2)$
- SSDBT: $\Psi(z) = h \sin(\pi z/h)/\pi$
- ESDBT: $\Psi(z) = ze^{-2(z/h)^2}$

Dans le cas des petites perturbations, le tenseur des déformations s'écrit :

$$\begin{cases} \varepsilon_x(x, z) = \frac{\partial u(x)}{\partial x} - z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \psi(z) \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \gamma_{xz}(x, z) = \psi'(z) \cdot \phi_x \end{cases} \dots\dots\dots (IV.5)$$

On se limite à un comportement linéaire élastique du matériau P-FGM, l'expression des contraintes peut être déterminée comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_x = E(z)_p \cdot \varepsilon_x \\ \tau_{xz} = G(z)_p \cdot \gamma_{xz} \end{cases} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Nous pouvons établir les équations d'équilibre en utilisant le principe des travaux virtuels (PTV) qui consiste à sommer le travail intérieur (δw_{int}) et le travail extérieur (δw_{ext}) développé par le champ de déplacement d'un point M.

$$\delta w_{ext}(\delta u) + \delta w_{int}(\delta u) = 0, \forall \delta u \text{ Déplacement virtuel.}$$

Les forces volumiques sont négligées, l'expression du travail extérieur est devenue sous cette forme :

$$\delta w_{ext} = q \delta w = q \frac{L}{L} \delta w = \int_0^L \frac{q}{L} \delta w dx \dots\dots\dots (IV.7.a)$$

L'expression du travail intérieur est représentée comme suit :

$$\delta w_{int} = - \int_0^L \int_s \left[\sigma_x \delta \varepsilon(x) + \tau_{xz} \delta \gamma_{xz}(x) \right] ds \dots\dots\dots (IV.7.b)$$

En remplaçant l'expression des déformations dans l'équation du travail intérieur on obtient :

$$\delta w_{int} = - \int_0^L \left[\int_s \sigma_x \cdot (\delta \varepsilon_0 + z \cdot \delta k + \psi(x) \delta \eta_x) ds + \int_s (\tau_{xz} \cdot \psi'(z) \cdot \delta \gamma_{xz}^0) ds \right] dx \dots\dots\dots (IV.7.c)$$

$$\delta w_{int} = - \int_0^L \left[N_x \frac{\partial \delta u}{\partial x} + M_x \frac{\partial^2 \delta w}{\partial x^2} + S_x \frac{\partial \delta \phi_x}{\partial x} + \phi_{xz} \delta \phi_x \right] dx \dots\dots\dots (IV.7.d)$$

Tell que :

N_x et M_x : Sont l'effort normal et le moment fléchissant respectivement.

S_x et ϕ_{xz} : Sont le moment supplémentaire dû au cisaillement transverse et l'effort de cisaillement respectivement.

Les expressions des efforts internes N_x, M_x, S_x et Q_{xz} respectivement effort normal, moment fléchissant, moment dû au cisaillement transverse et effort de cisaillement sont données par les relations (IV.8, IV.9, IV.10, IV.11) :

$$\left\{ \begin{aligned} N_x &= \int_s \left[E(z)_p \frac{\partial u(x)}{\partial x} - E(z)_p z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + E(z)_p \psi(z) \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \right] ds \\ N_x &= A_{11} \frac{\partial u(x)}{\partial x} - B_{11} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + C_{11} \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \end{aligned} \right. \dots\dots\dots(IV.8)$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_x &= -\int_s z \sigma_x ds = -\int_s z \left[E(z)_p \frac{\partial u(x)}{\partial x} - E(z)_p z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + E(z)_p \psi(z) \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \right] ds \\ M_x &= -B_{11} \frac{\partial u(x)}{\partial x} + D_{11} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - D_{11}^a \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \end{aligned} \right. \dots\dots\dots(IV.9)$$

$$\left\{ \begin{aligned} S_x &= \int_s \psi(z) \sigma_x ds = \int_s \psi(z) \left[E_p(z) \frac{\partial u(x)}{\partial x} - E(z)_p z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + E(z)_p \psi(z) \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \right] ds \\ S_x &= C_{11} \frac{\partial u(x)}{\partial x} - D_{11}^a \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + F_{11}^a \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \end{aligned} \right. \dots\dots\dots(IV.10)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \phi_{xz} &= \int_s (\psi'(z) \tau_{xz} \varphi_x) ds = \int_s (\psi'^2(z) G_p(z) \varphi_x) ds \\ \phi_{xz} &= A_{11}^a \varphi_x \end{aligned} \right. \dots\dots\dots(IV.11)$$

Les coefficients de rigidité de la poutre ($A_{11}, B_{11}, \dots, A_{11}^a$) Sont définis en terme de modules de rigidité $E(z)$ et $G(z)$ dans la relation IV.12 :

$$\left\{ \begin{aligned} \{A_{11}, B_{11}, C_{11}\} &= b \int_{-h/2}^{h/2} E_p(z) \{1, z, z^2\} dz \\ \{C_{11}, D_{11}^a, F_{11}^a\} &= b \int_{-h/2}^{h/2} E_p(z) \psi(z) \{1, z, \psi(z)\} dz \dots\dots\dots(IV.12) \\ A_{11}^a &= b \int_{-h/2}^{h/2} G(z)_p \psi'^2(z) dz \end{aligned} \right.$$

La résolution du problème fait appel au principe des travaux virtuels qui exprime l'égalité entre le travail extérieur des charges appliquées à la poutre (FGM) et le travail des forces intérieures au long des lignes de rupture. Cette méthode s'applique en faisant subir un déplacement quelconque δ au système, en exprimant les déplacement et rotations résultants

pour les lignes de rupture, puis en égalant le travail des forces extérieures et des efforts intérieurs, on obtient l'expression suivante :

$$\delta w_{int} + \delta w_{ext} = 0 \dots\dots\dots (IV.13.a)$$

$$-\int_0^L \left[-\frac{\partial N}{\partial x} \delta u + \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} \delta w - \frac{\partial S_x}{\partial x} \delta \varphi_x + \phi_{xz} \delta \varphi_x \right] dx + \left[-N_x \delta u - M_x \frac{\partial \delta w}{\partial x} + \frac{\partial M_x}{\partial x} \delta w - S_x \delta \varphi_x \right]_0^L + \int_0^L \frac{q}{L} \delta w dz = 0 \dots\dots\dots (IV.13.b)$$

$\forall \delta w, \delta u, \delta \varphi_x$ L'équation (IV.14) doit vérifier :

$$\begin{cases} \frac{\partial N_x}{\partial x} = 0 \\ -\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{q}{L} = 0 \dots\dots\dots (IV.14) \\ \frac{\partial S_x}{\partial x} - \phi_{xz} = 0 \end{cases}$$

Et les conditions aux limites en $x=a$ et $x=L-a$ qui sont exprimées soit en déplacement soit en force :

$$\begin{cases} \delta u = 0 \\ \frac{\partial \delta w}{\partial x} = 0 \\ \delta w = 0 \\ \delta \varphi_x = 0 \end{cases} \text{ ou } \begin{cases} -N_x = 0 \\ -M_x = 0 \\ \frac{\partial M_x}{\partial x} = 0 \\ -S_x = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (IV.15)$$

En remplaçant les équations d'équilibre par leur valeur dans l'équation (IV.16) on obtient :

$$\begin{cases} A_{11} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - B_{11} \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + C_{11} \frac{\partial^2 \varphi_x}{\partial x^2} = 0 \\ B_{11} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} - D_{11} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_{11}^a \frac{\partial^3 \varphi_x}{\partial x^3} = -\frac{q}{L} \dots\dots\dots (IV.16) \\ C_{11} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - D_{11}^a \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + F_{11}^a \frac{\partial^2 \varphi_x}{\partial x^2} - A_{11}^a \varphi_x = 0 \end{cases}$$

La solution analytique de la poutre FGM de longueur L, de largeur b et d'épaisseur h soumise à un chargement de flexion quatre points qui est transformé à un chargement répartie sur toute la poutre $q_z(x)$ est la suivante :

$$\begin{cases} u(x) \\ w(x) \\ \varphi(x) \end{cases} = \sum_{m=1}^{\infty} \begin{cases} u_m \cos(\lambda x) \\ w_m \sin(\lambda x) \\ \varphi_m \cos(\lambda x) \end{cases} \dots\dots\dots(IV.17)$$

Et $q_z(x) = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{q_m}{L} \sin(\lambda x)$ ou $\lambda = \frac{m\pi}{L}$

u_m, w_m, φ_m : Sont des paramètres arbitraires.

Finalement on obtient les équations finales de la contrainte normale et du cisaillement transverse, comme indiqué par la relation IV.18 :

$$\begin{cases} \sigma_x = -E_p(z) \sum_{m=1}^{\infty} [\lambda(u_m + z\varphi_m) - \lambda^2 z w_m] \sin(\lambda x) \\ \tau_{xz} = \frac{E_p(z)}{2(1+\nu)} \sum_{m=1}^{\infty} [\varphi_m] \cos(\lambda x) \end{cases} \dots\dots\dots(IV.18)$$

IV.2.4. Résultats et analyses

Les caractéristiques mécaniques des deux matériaux constituant la poutre non homogène (béton ordinaire, béton modifié) sont citées préalablement dans la partie simulation numérique (Tableau III.1).

Le renfort utilisé a une fraction volumique $\mu=4\%$, ce matériau présente un comportement élastique orthotrope, les constantes de rigidité dans les directions principales sont résumées comme suit :

$$E_1 = 82000\text{Mpa}, E_2 = 12400\text{Mpa}, \nu_{12} = \nu_{13} = 0.31, G_{12} = G_{13} = 3450\text{Mpa}$$

L'application des différentes théories a permis d'obtenir plusieurs résultats, tels que : la valeur de la flèche et l'angle de rotation de la section transversale de la poutre qui correspond aux différentes valeurs de « p », ainsi que les contraintes normales et de cisaillement pour les théories considérées.

IV.2.4.1. Variation du module de rigidité

Une confrontation des résultats obtenus par les différentes théories des poutres utilisées, pour les divers paramètres considérés du matériau non homogène est effectuée. Pour mettre en exergue l'influence de la variation des paramètres du matériau à gradient fonctionnel sur la variation du module de Young de poutre non homogène avant et après renforcement en fonction de l'épaisseur de la poutre z/h est illustrée sur la figure IV.2.

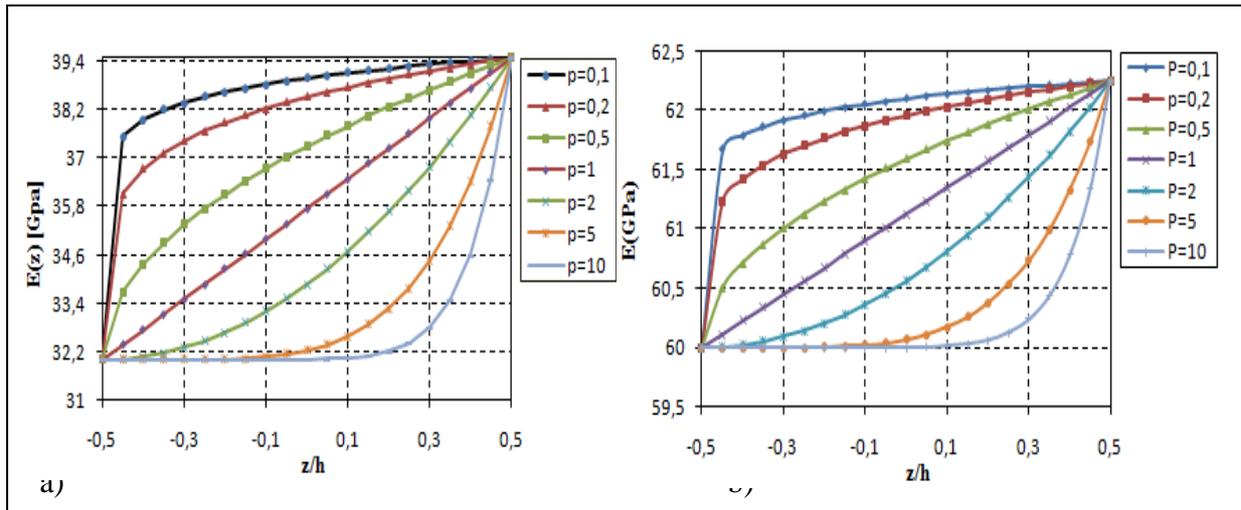


Figure IV.2. Variation du module d'Young de la poutre non homogène avant et après renforcement

Le module de rigidité de la poutre non homogène avant et après renforcement pour différentes valeurs du paramètre « p » correspond à un changement rapide près de la surface inférieure et une augmentation rapide près de la surface supérieure. Le module de rigidité de la poutre non homogène varie entre les deux modules des matériaux constitutifs (Figure IV.2). L'apport en terme de rigidité est illustré par la (Figure IV.2.b), le module de rigidité de la poutre non homogène renforcée varie entre 60 et 63 Gpa, l'apport est alors quantifié à 80%.

IV.2.4.2. Valeurs de la flèche et l'angle de rotation de la section transversale

Les valeurs du champ de déplacement maximal et l'angle de rotation de la section transversale de la poutre non homogène renforcée par le composite GFRP sont montrées dans le tableau IV.1 pour une valeur de $p=1$ et dans la figure IV.3, pour divers paramètres du matériau « p ».

Tableau IV.1. Flèches et les angles de rotation de la section pour $p=1$.

x/L	U (mm)	w (mm)	φ (rad)
0	-1,1925E-05	0	-0,00032443
0,05	-1,1579E-05	-0,00892453	-0,00032297
0,1	-1,0673E-05	-0,01764687	-0,00031718
0,15	-9,4635E-06	-0,02596501	-0,00030448
0,2	-8,1024E-06	-0,03368076	-0,00028364
0,25	-6,6185E-06	-0,04060593	-0,00025501
0,3	-5,045E-06	-0,04656806	-0,00021916
0,35	-3,4538E-06	-0,05141491	-0,00017646
0,4	-1,8888E-06	-0,05501891	-0,0001278
0,45	-3,5527E-07	-0,05728173	-7,4697E-05
0,5	1,1258E-06	-0,05813775	-1,8625E-05

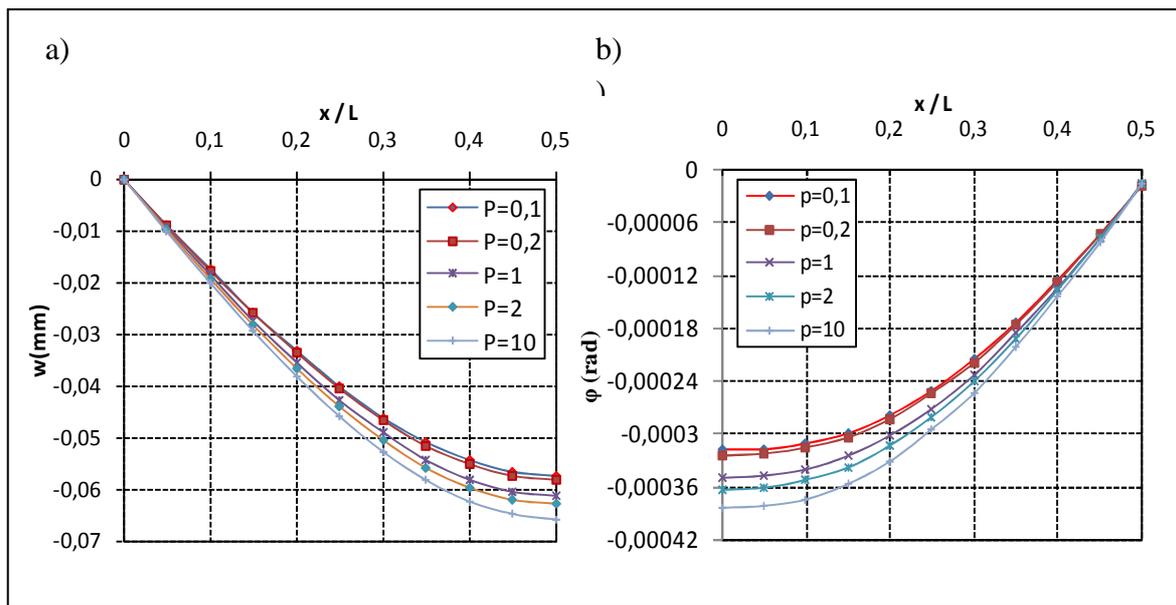


Figure IV.3. Evolution du champ de déplacement dans la direction longitudinale

La figure IV.3 montre que la flèche et l'angle rotation de la section augmentent en fonction du paramètre du matériau « p », avec une augmentation un peu significative de l'angle de rotation comparée à celle de la flèche. La valeur de cette dernière s'annule au niveau des appuis tandis qu'elle est maximale à mi-travée de la poutre considérée, contrairement à la valeur de l'angle rotation de la section transversale.

IV.2.4.3. Evolution des contraintes en fonction du paramètre « p »

L'évolution des contraintes normales et de cisaillement à travers l'épaisseur de la poutre P-FGM pour divers paramètres du matériau est illustrée dans la figure IV.4. L'influence du paramètre du matériau est limitée et son augmentation engendre une augmentation de la contrainte de cisaillement. Il doit être noté que la valeur maximale se produit à $z=0,1h$ mais pas au centre de la poutre P-FGM comme dans le cas d'une poutre homogène.

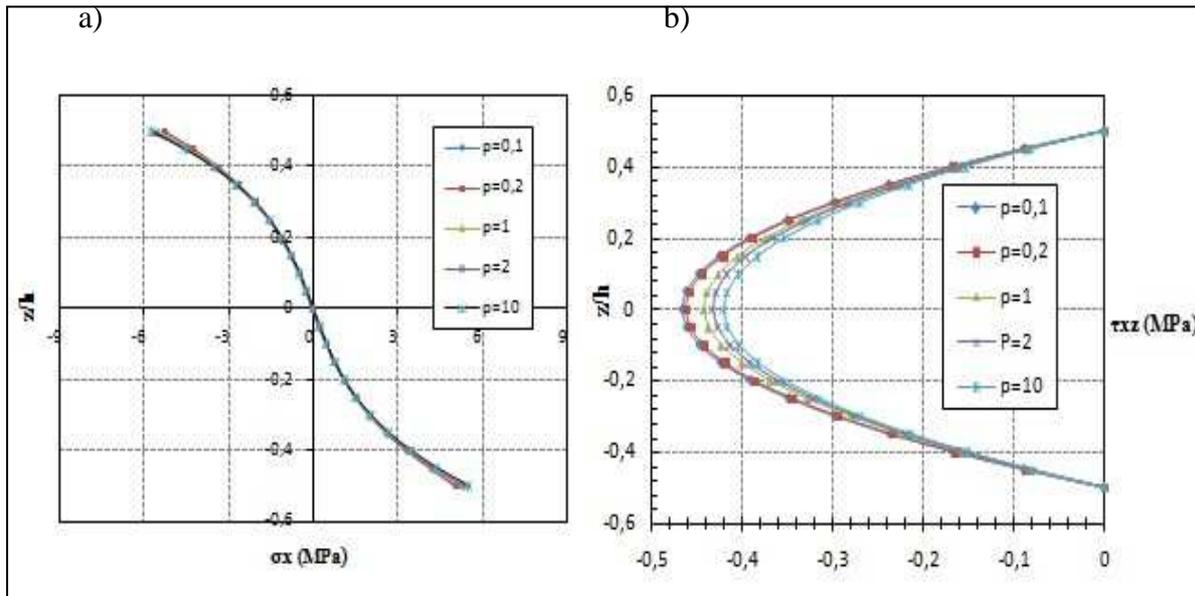


Figure IV.4. Evolution des contraintes normales et de cisaillement pour différentes valeurs du paramètre « p ».

Les contraintes de compression sont maximales sur les surfaces supérieures (face en béton ordinaire) ainsi que les contraintes de traction, sont maximales sur les surfaces inférieures (face en béton modifié). Ces distributions sont linéaires pour les poutres homogènes. Cependant, la distribution de la contrainte normale n'est pas linéaire pour la poutre P-FGM avec des paramètres du matériau $p=0.2, 0.5, 1, 2$ et 5 , l'amplitude des contraintes de compression et de traction sont inégales en grandeur pour la poutre P-FGM avec le paramètre du matériau p utilisé. De plus les contraintes de compression sont plus grandes en valeur absolue par rapport à la contrainte de traction.

Tableau IV.2. Contraintes normales et de cisaillement de la poutre pour $p=1$.

z/h	$E(z)_{CCB}$ (Mpa)	σ_x (Mpa)	τ_{xz} (Mpa)
-0,5	60000	5,95601626	0
-0,4	61787,2385	3,86286745	-0,11209999
-0,3	61915,5148	2,28159188	-0,22949456
-0,2	61994,7783	1,19152271	-0,33351354
-0,1	62052,998	0,48973042	-0,40578669
0	62099,3242	0,00175491	-0,43268019
0,1	62137,9505	-0,48985733	-0,40881194
0,2	62171,1625	-1,20579432	-0,33849942
0,3	62200,3487	-2,32929013	-0,23465045
0,4	62226,4183	-3,97512719	-0,11546173
0,5	62250	-6,17575925	-1,7969E-16

IV.2.4.4. Evolution des contraintes en fonction des théories considérées

La figure IV.5 montre l'évolution des contraintes normales et de cisaillement à travers l'épaisseur de la poutre P-FGM en fonction des diverses théories considérées des poutres. Les résultats trouvés montrent que pour la théorie d'Euler-Bernoulli par exemple, les contraintes normales sont constantes sur tout le long de l'épaisseur de la poutre tandis que les contraintes de cisaillement s'annulent.

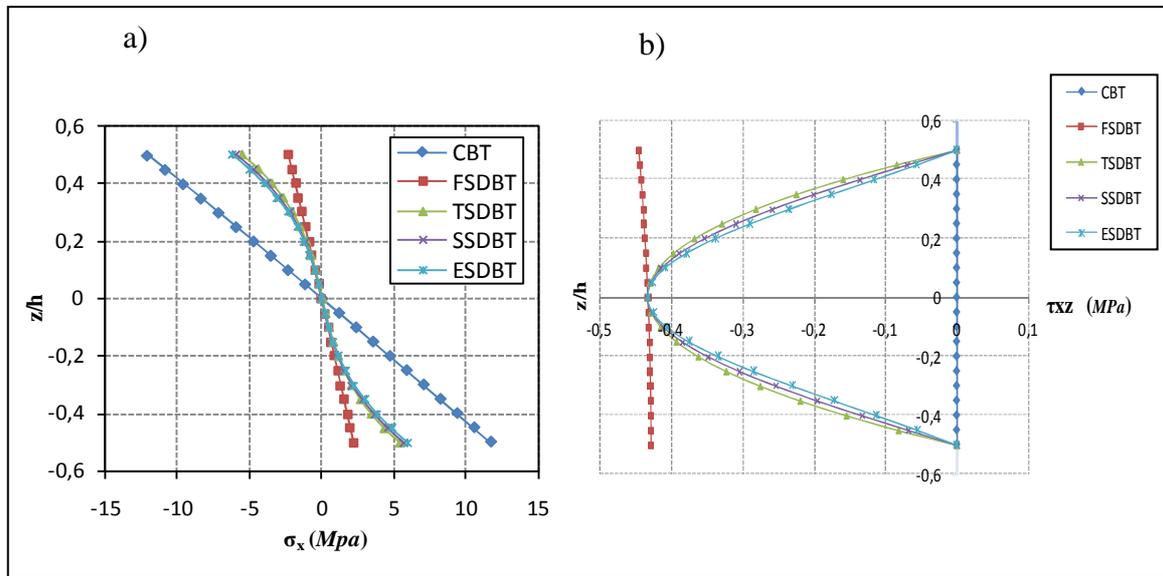


Figure IV.5. Evolution des contraintes normales et de cisaillement à travers l'épaisseur de la poutre P-FGM en fonction des diverses théories.

IV.3. Comportement post-élastique

La partie précédente est consacrée à l'analyse théorique du comportement élastique de la poutre développée, mais pour mieux appréhender le comportement global de la structure donnée, il s'avère être nécessaire d'effectuer une modélisation post-élastique dans l'intérêt de décrire les phénomènes existants en réalité et afin d'évaluer une relation entre les diverses quantités qui représentent ce système, il s'agit alors dans le domaine de génie civil, de la relation existante entre les contraintes et les déformations principalement. Un modèle de confinement des poutres est proposée, il permet de tenir compte du comportement non linéaire de la nouvelle structure.

IV.3.1. Modèles existants dans la théorie

Plusieurs chercheurs se sont inscrits dans le cadre de recherches expérimentales dans le but de développer cette nouvelle technique, jusqu'à ce jour, ces expériences ont apporté une révélation prometteuse quand à l'efficacité d'utilisation de ce procédé de confinement. Ainsi grâce à la conjugaison des performances mécaniques des composites et celles du béton, on a pu constater, de façon très nette, une amélioration significative de la résistance et de la ductilité dans le comportement des structures en béton.

Plusieurs modèles tout au long des années ont été développés pour refléter l'utilité du confinement et permettent d'estimer le gain en résistance inhérent à chaque système de renforcement [83].

Le tableau IV.3 récapitule quelques modèles de confinement proposés dans la littérature. Tous ces modèles se composent de quelques facteurs qui dépendent du rapport des forces et du niveau de confinement.

Tableau IV.3.Exemples de modèles de confinement.

Models Authors	Concrete Strength Formulae
Miyauchi and al (1997) [84]	$\frac{f_c}{f_0} = [1 + 3.5(\frac{f_l}{f_0})]$
Toutanji and Al (1999) [85]	$\frac{f_c}{f_0} = [1 + 3.5(\frac{f_l}{f_0})^{0.85}]$
Spoelstra and Monti (1999) [86]	$\frac{f_c}{f_0} = [0.2 + 3(\frac{f_l}{f_0})^{0.5}]$
Saafi and al (1999) [85]	$\frac{f_c}{f_0} = [1 + 2.2(\frac{f_l}{f_0})^{0.84}]$

IV.3.2. Notion d'équilibre des sections

Une contrainte latérale de confinement est mobilisée grâce à la différence de rigidités entre les deux matériaux compatibles à savoir le béton modifié et l'enveloppe composite en GFRP. Ce qui permet de s'opposer aux déformations latérales et de diminuer la vitesse de propagation des fissures de flexion dans l'élément poutre considéré. La pression de confinement σ_c est supposée suivre une distribution rectangulaire des contraintes. La Figure IV.6 montre l'état des contraintes dans la section considérée, la contrainte latérale de confinement agit à l'état limite de l'apparition de la première fissure.

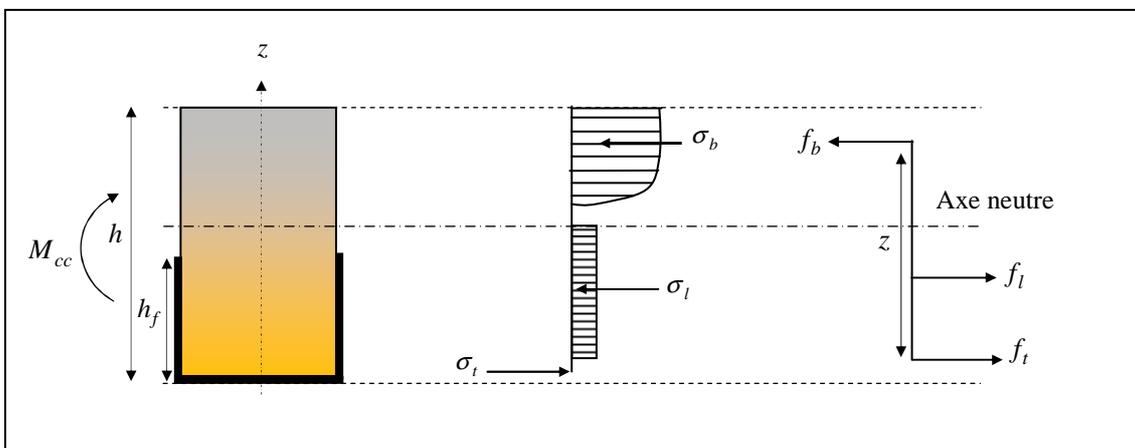


Figure IV.6.Equilibre de la section de la poutre composite : b)- contraintes ; c)- forces

IV.3.3. Contrainte de confinement

Le moment résistant de la section considérée est obtenu par l'équilibre des différentes forces agissantes sur la section, par rapport au point d'application de l'effort résistant du béton en compression. Le moment M_{cc} est donné par la relation IV.19. Tels que f_l : Force latérale du confinement. f_t Force de traction développée par l'enveloppe composite. h_f : Hauteur de la couche du béton modifié.

$$M_{cc} = f_t z + f_l \left(\frac{h_f}{2} + \frac{2h_b}{3} \right) \dots \dots \dots (IV.19)$$

z est l'axe suivant la portée de la poutre, h_b et h_f sont la hauteur du béton ordinaire et du béton modifié respectivement à mi-travée de la poutre non homogène renforcée par enveloppe composite; f_l Force latérale du confinement. f_f Résistance ultime à la traction du composite, f_t La force de traction développée par l'enveloppe composite est donnée par la formule suivante:

$$f_t = A_f f_f = b_f t_f f_f \dots \dots \dots (IV.20)$$

La contrainte de confinement σ_c , est considérée comme l'un des facteurs principaux affectant la capacité portante des poutres en béton confinées par FRP. Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_c = \frac{1}{2} \rho_f f_f \dots \dots \dots (IV.21.a)$$

ρ_f : est la fraction volumique du GFRP, elle est donnée par l'expression IV.22 en fonction de l'épaisseur de l'enveloppe composite t_f et de la largeur de la poutre non homogène b .

$$\rho_f = \frac{2 t_f}{b} \dots \dots \dots (IV.22)$$

Finalement la contrainte latérale de confinement mobilisée par l'enveloppe composite GFRP est donnée par la relation (IV.21.b) suivante, principalement, elle est fonction de la résistance à la rupture en traction f_r de ce dernier.

$$\sigma_c = \frac{t_f}{b} f_r \dots \dots \dots (IV.21.b)$$

IV.3.4. Model proposé

La capacité portante de la poutre de référence renforcée par une plaque composite sous la sous force tendue de la poutre est donnée par la relation IV.23.

$$f_{c0} = \frac{2 b_f t_f z \cdot f_r}{a} \dots \dots \dots (IV.23)$$

La force maximale de la poutre non homogène confinée par l'enveloppe composite, en

tenant compte de la mobilisation de la pression latérale de confinement est obtenue après développement de la relation IV.24. Elle est donnée comme suit :

$$f_{cc} = \frac{2b_f t_f z_f \cdot f_r}{a} + \frac{2 f_l}{a} \left(\frac{h_g}{2} + \frac{h_b}{3} \right) \dots\dots\dots (IV .24)$$

$$f_l = \sigma_c S_{jacket} \dots\dots\dots (IV .25 .a)$$

$$f_l = \frac{\sigma_c}{3} L (3h_g + h_b) \dots\dots\dots (IV .25 .b)$$

$$f_l = \frac{2L \cdot t_f}{3b} (3h_g + h_b) f_r \dots\dots\dots (IV .25 .c)$$

En remplaçant l’expression de la force latérale de confinement dans la relation IV.24 on obtient la relation IV.26 suivante :

$$f_{cc} = f_{c0} + \frac{4 h_f t_f}{a} \left(\frac{h_f}{2} + \frac{2 h_b}{3} \right) f_f \dots\dots\dots (IV .26)$$

Notre modèle proposé consiste à multiplier la capacité portante de la poutre de référence par certains facteurs dans le but de quantifier l’effet du confinement de la poutre non homogène en béton renforcée par l’enveloppe composite. Le rapport entre les capacités portantes f_{cc} et f_{c0} dépend des propriétés matérielles et géométriques des matériaux constitutifs, il est donné par la relation IV.27.

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \left[1 + k \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^\alpha \right] \dots\dots\dots (IV .27)$$

Ce modèle permet de tenir compte de l’apport de l’enveloppe en améliorant d’une manière significative la rigidité flexionnelle de la poutre. Les déformations latérales de la matrice ‘béton modifié’ sont diminuées grâce à la mobilisation de la pression latérale de confinement. Ce modèle est fonction de deux paramètres importants, le paramètre dépendant des caractéristiques géométriques de la poutre non homogène et un autre paramètre non linéaire, le paramètre k qui est donné par la relation IV.28.

$$k = \frac{2}{a} \left(\frac{h_f}{2} + \frac{2h_b}{3} \right) \dots\dots\dots (IV .28)$$

Le paramètre non linéaire du modèle (relation IV.29) est en fonction du pourcentage de la substitution (β), sa représentation est donnée par la figure IV.29.

$$\alpha = -0,473\beta + 0,82 \dots\dots\dots (IV.29)$$

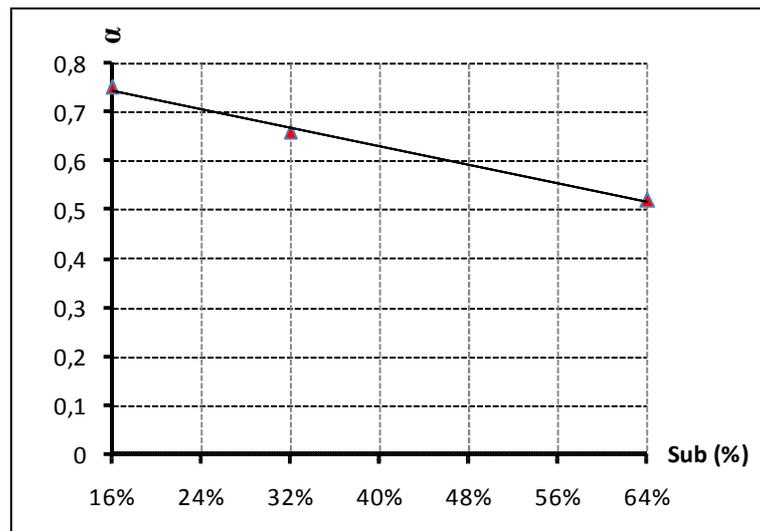


Figure IV.7. Valeur du paramètre non linéaire du modèle en fonction de la substitution.

IV.3.5. Validation expérimentale du modèle

Une comparaison entre les résultats donnés par les essais et par le modèle théorique s'avère être nécessaire, pour mieux valider le modèle développé. Ces résultats sont représentés dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4. Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques

Substitution (%)	poutres	f_{c0} (kN)	f_{cc} expérimentale (kN)	f_{cc} modèle (kN)	$f_{\alpha_{exp}}/f_{c0}$	$f_{\alpha_{MD}}/f_{c0}$
16% Sub	1	21.34	37.13	37.38	1.74	1.75
	2	22.12	36.35	37.12	1.64	1.68
	3	21.97	36.8	36.95	1.68	1.68
Moyenne		21.81	36.76	37.15	1.68	1.70
32% Sub	1	14.8	25.73	26.13	1.74	1.77
	2	14.1	26.54	25.19	1.88	1.79
	3	15.3	24.91	26.8	1.63	1.75
Moyenne		14.73	25.73	26.04	1.74	1.76
64 % Sub	1	10.16	18.51	18.58	1.82	1.83
	2	9.08	17.73	16.99	1.95	1.87
	3	8.12	15.4	15.56	1.90	1.92
Moyenne		9.12	17.21	17.05	1.89	1.87

L'analyse de ces résultats montre que, l'apport du confinement augmente proportionnellement avec le pourcentage de la substitution du ciment portland. Ceci est expliqué par la propagation des fissures de la matrice béton modifié.

Pour 16% de substitution par exemple, la capacité portante de la poutre donnée par les essais est de 36.76 KN, la valeur correspondante du modèle est de 37.15 KN. Le rapport des forces expérimentales et celles du modèle sont $f_{\alpha_{exp}}/f_{\alpha_0} = 1.68$ et $f_{\alpha_{MD}}/f_{\alpha_0} = 1.70$ respectivement. La confrontation de ces résultats confirme que le pourcentage d'erreur 'expériences- théories' est inférieur à 5%.

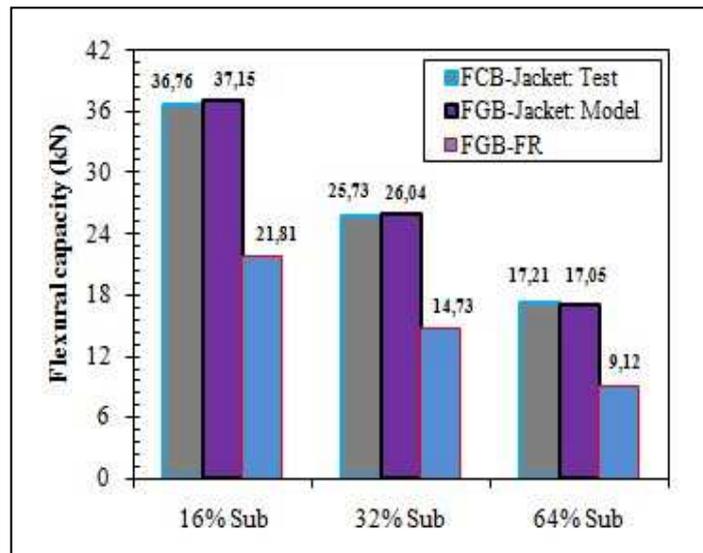


Figure IV.8. Histogramme des capacités portantes données par les essais et par le modèle.

IV.3.6. Ajustement statistique des données

Les résultats obtenus par le modèle de confinement sont calibrés suivant une modélisation statistique, afin de mettre en exergue l'efficacité et la concordance de ces résultats en termes de corrélation statistique. Les évolutions de la capacité portante des poutres non homogènes confinées par une enveloppe composite, suivant les différentes substitutions (16%, 32%, 64%), sont données et confrontées respectivement dans les figures ci-dessous (IV.9-11) pour un intervalle de confiance de 95%.

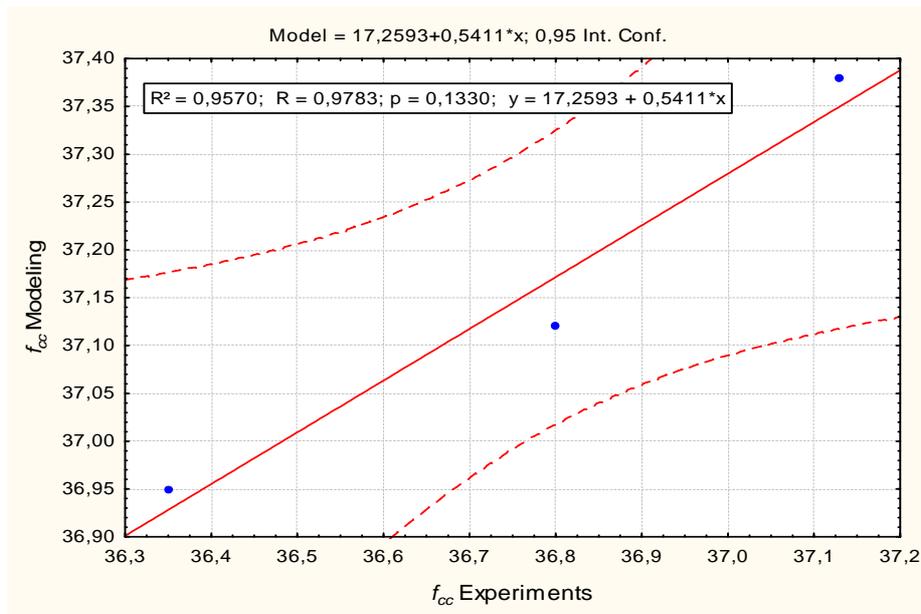


Figure IV.9. Confrontation de la capacité portante; modèle et essais mécaniques

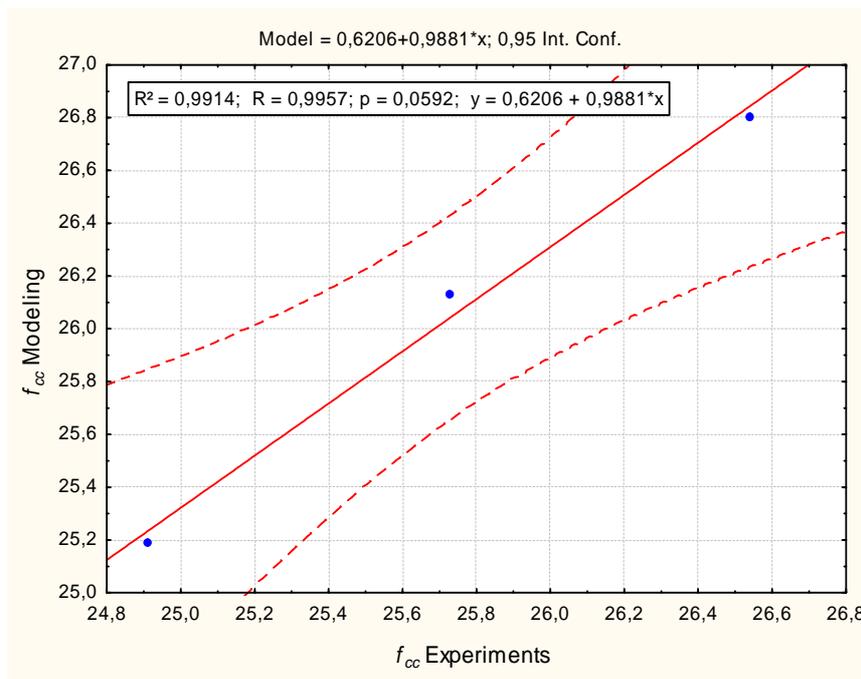


Figure IV.10. Confrontation de la capacité portante; modèle et essais mécaniques

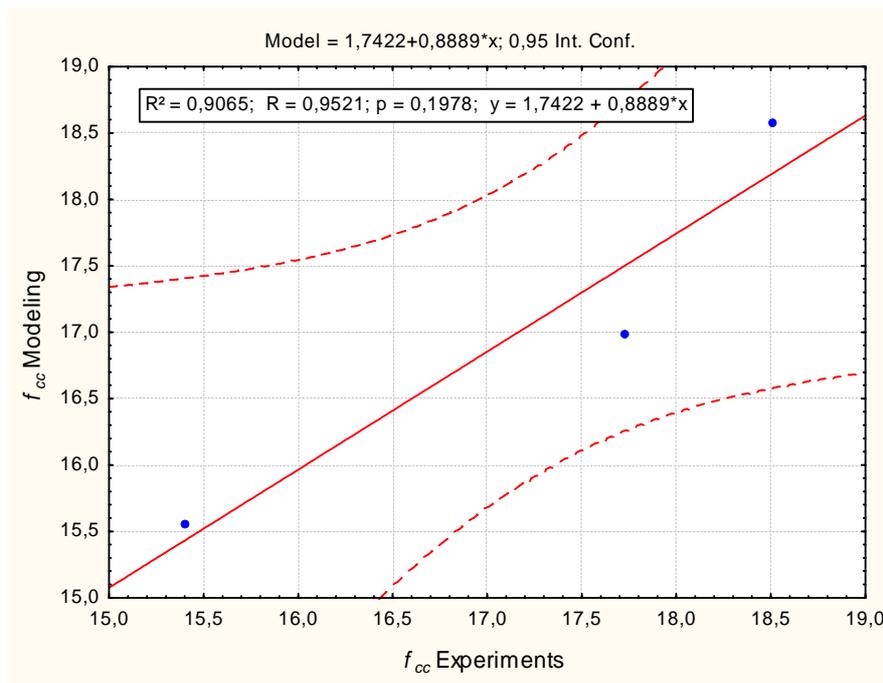


Figure IV.11. Confrontation de la capacité portante; modèle et essais mécaniques

Le coefficient de corrélation trouvé dans les trois cas de figures IV.9-11 représentées ci-dessus, confirme qu'il y a une bonne corrélation linéaire entre la valeur de la capacité portante de la poutre donnée soit par l'analyse expérimentale ou soit par le modèle théorique.

IV.4. Conclusion du chapitre

Une nouvelle formulation de la variation du module de Young de la poutre non homogène renforcée, de type puissance (power-law function) est proposée. Cette relation tient compte de l'apport positif en termes de rigidité flexionnelle de la plaque composite en fonction du paramètre du matériau « p », à travers une modélisation analytique menée sur des poutres non homogènes de type P-FGM sous un chargement statique de flexion, basée sur les théories classiques des poutres à savoir : les théories du premier ordre et d'ordre élevé.

L'analyse des différents résultats obtenus montre que le renforcement par l'enveloppe composite engendre un apport considérable en rigidité et en ductilité. Les évolutions des champs de contraintes et de déplacements dépendent du paramètre du matériau 'p' et la confrontation des résultats obtenus par les différentes théories considérées a permis de valider le modèle proposé.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Un nouveau procédé de conception des poutres non homogènes en béton est proposé dans le cadre de ce travail de recherche. L'objectif s'inscrit dans l'optique de mise en valeur des ressources naturelles, qui consiste à substituer une fraction de ciment portland, connu par son émission de dioxyde de carbone et son coût exhaustif, par des matériaux géologiques naturels, tels que : l'argile et la chaux. La technique proposée consiste à utiliser un béton ordinaire à base de ciment portland, dans la zone comprimée de la poutre et un béton modifié dans sa zone tendue. La poutre est confinée par une enveloppe composite à base de tissu 'GFRP', sous forme d'un 'U', de section transversale variable tout le long de l'élément poutre, pour reprendre, en plus des efforts de flexion, les efforts de cisaillement développés dans un essai de flexion.

Ce travail de thèse est constitué de deux parties, expérimentale et théorique, qui corroborent l'intérêt de cette recherche et valident les différents résultats obtenus.

Les différents résultats obtenus dans ce travail de recherche, nous ont permis de formuler les conclusions suivantes :

- Les poutres confectionnées avec des fractions de substitution de 16% et 32% du ciment portland, présentent un comportement ductile et une énergie de déformation très importante comparativement à la poutre de référence. Les différentes fractions de substitution sont considérées dans le but d'optimiser la formulation du béton modifié.
- Les différentes courbes montrent que la capacité portante et la ductilité diminuent de façon significative en fonction de l'augmentation de la fraction substituée du ciment portland. La capacité portante réelle de la poutre non homogène confinée (FGB-Jacket) avec 16 % de substitution est de l'ordre de 36.75 kN, avec un déplacement vertical à mi travée correspondant de 3,45mm, pour les deux autres fractions de substitution à savoir 32 % et 64 %, les charges ultimes correspondantes sont 25.70 kN et 14,70 kN respectivement. Ces valeurs sont expliquées par la concentration des fissures au niveau de l'interface béton modifié-composite, produisant un décollement de la plaque et une rupture moins ductile des éléments considérés.
- La ductilité de la structure est fonction des propriétés mécaniques de l'interface béton modifié-composite. Le chargement extérieur augmente jusqu'à la rupture. Pour les poutres avec des fractions substituées de la masse de ciment de 32 % et 64 % respectivement, la rupture est obtenue par décollement du composite au niveau des extrémités. La rupture des poutres non homogènes non renforcées et des poutres de référence en béton, est obtenue par flexion.
- Les résultats numériques en termes des évolutions des contraintes, des déformations et de la dégradation de la rigidité des différents spécimens considérés dans cette étude sont confrontés aux résultats des essais, à travers la confrontation des courbes forces-déplacements et les modes de rupture observés. L'analyse numérique montre que, pour les différents incréments de chargement considérés dans cette étude, les déplacements verticaux de la

poutre non homogène considérée se concentrent dans la partie mi-travée. En allant vers les appuis, l'intensité de ces déplacements diminue. Une augmentation en fonction de l'incrément est observée. Les contraintes de *Von Mises* pour la poutre non homogène et la plaque composite, se concentrent dans la zone comprimée et au niveau des appuis. Les fissures de cisaillement se développent selon des bielles de 45°. La présence de l'enveloppe composite permet de s'opposer aux déformations latérales et de diminuer la vitesse de propagation des fissures

- Les dommages de compression sont concentrés dans la partie supérieure de la poutre développée, contrairement aux dommages de traction qui se concentrent globalement au niveau de l'interface béton ordinaire-béton modifié, béton modifié-GFRP et finalement au niveau des appuis.

- Les différents résultats montrent clairement l'amélioration des résistances à la flexion et les déformations correspondantes des poutres non homogènes (FGM) renforcées par une enveloppe GFRP par rapport aux poutres de référence en béton ordinaire.

- La poutre non homogène FGB-Jacket avec une fraction de substitution de 16%, a une résistance maximale de l'ordre de 36.76 kN et un déplacement maximal à mi-travée égal à 6.91 mm. Par contre, pour les autres fractions de substitution (32% et 64%), les poutres développent des résistances maximales de 25.73 et 17.21 kN respectivement. La capacité portante de ces poutres diminue de façon significative en augmentant la quantité de la fraction de substitution de ciment portland.

- Les valeurs des charges maximales données par la simulation numérique sont légèrement plus élevées comparativement à celles données par l'analyse expérimentale; ceci peut être expliqué par les déformations initiales dans les poutres, qui ne sont pas prises en considération dans le modèle des éléments finis, utilisé dans cette étude.

- Les poutres FGB-FR sont caractérisées par des capacités portantes moins importantes comparées à celles des poutres FGB-Jacket, pour les différentes fractions de substitution. Pour les fractions considérées, à savoir 16%, 32% et 64%, la charge maximale est respectivement égale à 21,81 kN avec un déplacement correspondant maximal de 5,86 mm, 14,73 kN avec un déplacement correspondant maximal de 3,16 mm et 9,12 kN avec un déplacement correspondant maximal de 2,64 mm. L'amélioration en termes de capacité portante est de 68%, 74% et 89% respectivement.

- La rupture de la poutre FGB de référence est obtenue après rupture de la matrice béton modifié. Pour le mode de rupture des poutres FGB-FR, une rupture par cisaillement a eu lieu, pour les variantes FGB-Jacket et FGB-D-Jacket, c'est la combinaison entre une rupture par cisaillement suivie d'un décollement de la plaque composite qui est observée.

- Une nouvelle formulation de la variation du module de Young de la poutre non homogène renforcée, de type puissance (power-law function) est proposée. Cette relation tient compte de l'apport positif en termes de rigidité flexionnelle de la plaque composite en fonction du paramètre du matériau « p », à travers une modélisation analytique menée sur des poutres non homogènes sous un chargement statique de flexion, basée sur les théories classiques des poutres à savoir : les théories du premier ordre et d'ordre élevé.

- Pour tenir compte de l'enveloppe composite à travers la mobilisation de la pression latérale de confinement, un modèle de confinement est proposé. Le rapport entre les capacités portantes f_{cc} et f_{c0} dépend des propriétés matérielles et géométriques des matériaux constitutifs. Ce modèle est fonction de deux paramètres importants : p et α . Le paramètre ' p ' dépend des caractéristiques géométriques de la poutre non homogène et le paramètre de non linéarité ' α ' dépend du pourcentage de la substitution (β).
- l'apport du confinement augmente proportionnellement avec le pourcentage de la fraction de substitution du ciment portland. L'effet du confinement est lié à la propagation des fissures de la matrice béton modifié. Pour la fraction de substitution 16% par exemple, la valeur moyenne de la capacité portante de la poutre non homogène proposée, donnée par les essais est de 36.76 KN, la valeur donnée par le modèle proposé est de 37.15 KN. Les rapports entre les valeurs des forces expérimentales et celles données par le modèle $f_{\alpha_{exp}}/f_{c0}$ et $f_{\alpha_{MD}}/f_{c0}$ sont respectivement 1.68 et 1.70. La différence (expérience--modèle) est inférieure à 5%.

PERSPECTIVES

Les perspectives envisagées sont :

1. Sur le plan expérimental

- Réaliser des essais sur des poutres non homogènes de grandes dimensions (échelle réelle)
- Utiliser des plaques et enveloppes composites de nature différente et optimiser leurs formes
- Considérer d'autres fractions de substitution (optimisation de la fraction de substitution),
- Réaliser des essais sur les poutres non homogènes avec une enveloppe double dans la zone d'application des efforts et les confronter aux résultats numériques.
- Réaliser des essais dynamiques sur ce nouveau procédé.

2. Sur le plan numérique

Il est nécessaire de tenir compte, dans le modèle numérique, de l'adhérence entre les différents composants de la poutre proposée (béton ordinaire, béton modifié et enveloppe composite).

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **MIYAMOTO, M., KAYSSER, W.A., RABIN, B.H.** (1999), "Functionally Graded Materials Design". Processing and Applications.
- [2] **ÖCHSNER, A., MURCH, G.E. ET DE LEMOS, M.J.S.** (2008), "Cellular and Porous Materials", WILEY-VCH, 398-417.
- [3] **BACHIR BOUIADJRA RABBAB**, « Contribution à l'Etude de la Stabilité des Plaques Epaissees en Composite sur Fondations Elastiques », thèse de doctorat LMD 3eme cycle, université de d'Oran, Algérie ; 2015.
- [4] **HIRAI, T.** (1996), "Functional gradient materials", Processing of ceramics—Part 2, Weinheim, Germany: VCH Verlags gesells chaftmb H Publishers; p. 293–341.
- [5] **JIN. Z. H, BATRA. R. C.** (1996), Journal of Thermal Stresses 19, 317–339.
- [6] **BAO. G, WANG. L.** (1995), —Multiple cracking in functionally graded ceramic/metal
- [7] **DELALE. F, ERDOGAN. F.** (1983), “The crack problem for a non homogeneous plane”. ASME « Journal of Applied Mechanics »; 50 (3): 609-614.
- [8] **GAGLIARDINI .O** (UJF-GRENOBLE). Cours de béton armé. UEP GCI OPTION OS (2004-2005).
- [9] **MONTENS, S** (2009), « Etude comparative sommaires de poutres en béton et des ponts mixtes en termes d'énergie consommée et 'émission de gaz à effet de serre, in GC' 2009, edited by AFGC, Cachan, session 2.
- [10] **WAKIM J**, (2005); «Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses» thèse de doctorat de l'école nationale supérieure des mines de paris. France
- [11] **JEAN-PIERRE ADAM** ; « La Construction romaine. Matériaux et techniques ». Sixième édition. Grands manuels picards. 2011
- [12] **TSAI S.W., HA S.S., MIYANO Y., TAY T.E., SIHN S.**, “Strength & Life of Composites”, édition Aero &Astro, Stanford, USA, 2009.
- [13] **BATHIAS C.** “Matériaux composites, 2eme édition”, édition Dunod- l'usine nouvelle, Paris, [15] 2009Berthelot J.-M., “Matériaux composites : comportement mécanique et analyse des structures, 4eme édition”, édition Masson, Paris, 1992.
- [14] **J.M. BERTHELOT**« Matériaux composites, comportement mécanique et analyse des structures » Edition. Lavoisier, (2005), ISBN: 2-7430-0771-0. pp 172 & 245.
- [15] **HICHAM BELHANNACHI**, « réhabilitation et renforcement des poteaux en béton arme », thèse de Magister, Université Mentouri, Constantine, 2009.
- [16] **GUILLON, D.** (1995) “Fibres de verre de renforcement ”, Technique de l'Ingénieur, Traité Plastiques et Composites, A 2 110.

- [17] **LUYCKX, J.** (1999) “Composites à fibres de carbone dans le génie civil”, Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites, AM 5 620.
- [18] **PHALIPPOU, J.** (2001) “Verres – Aspects théoriques – Propriétés et applications”, Technique de l’ingénieur, Traité Sciences fondamentales, AF 3 600, AF 3 601.
- [19] **BARDONNET, P.** (1992) “Résines époxy”, Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites, A 3 465, A 3 466
- [20] **VIZUETE, J.M.** (2000) “Techniques et systèmes de renfort des structures en béton”, Proceedings of The Third ST Workshop, Session IV: Technology 2, Chamonix, 25-28 January 2000, edited by Laeger, H. and Prodon, S., pp.151-158.
- [21] **FOO, S., NAUMOSKI, N. ET SAATCIOGLU, M.** (2001) “Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d’atténuation des risques pour les immeubles canadiens”, Bureau de la Protection des Infrastructures Essentielles et de la Protection Civil, Ministère des Travaux Publics et Service Gouvernementaux, N° du Catalogue : D 82-73/2002F-IN.
- [22] **AVRIL S. ET AL.** Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite. Compte rendu des 13^{ème} journées nationales sur les composites, vol.1, 2003, p.193-204.
- [23] **CHAJES M., THOMSON Jr. T., FARSCHMAN C.** Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics. Construction and Building Materials, 1995, vol.9, No.3, p.141-148.
- [24] **LI A., DIAGANA CH., DELMAS Y.** CRFP contribution to shear capacity of strengthened RC beams, Engineering Structures 23, 2001, p. 1212-12
- [25] **SHAHAWI M. A., AROCKIASAMY M., BEITELMAN T., SOWRIRAJAN R.** Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates. Composites : Part B. Vol .27B, 1996, p.225-233.
- [26] **Todor ZHELIAZOV**, « Renforcement des structures en béton arme par collage de matériaux composites » Thèse de doctorat, Université de Reims, 2008.
- [27] **KANI, N. J.** « A Rational Theory for the Web Reinforcement », ACI Journal, pp. :185-197, Mars 1969.
- [28] **MEIER U., KAISER H.** "Bâtiment: renforcement des structures par des stratifiés en fibres de carbone", Composites (Paris),; vol: 32; pp: 42-48, 1992.
- [29] **RITCHIE, P. A., THOMAS, D. A., LU, L. W., CONNELLY, G. M.**, “External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics”, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, pp.:490-500, 1991
- [30] **DUBOIS M., PICARD A. et BEAULIEU D.** “Renforcement de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites: études théoriques et expérimentales”. Proceeding of the first International Conference on advanced Composite Materials.

- [31] **CHAJES, M. J., THOMSON T. A. et JANUSZKA, T. F.** “Flexural Strengthening of Concrete Beams Using Externally Bonded Composite Materials”, *Construction and Building Materials*, Vol. 8, No. 3, pp.: 191-201, 1994.
- [32] **BUYLE-BODIN**, et al “Use of carbon fibre textile to control premature failure of reinforced concrete beams strengthened with bonded CFRP plates.” *Journal of Industrial Textiles*, volume33, Issue 3, January 2004, pages 145-157.
- [33] **DESKOVIC N., MEIER U., TRIANTAFILLOU T.C.** Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Long-term Behavior, *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, n° 7, 1995. *Bridges and Structures*, Shearbrooke, Que., pp 265-355., October, 1992.
- [34] **RAHINI. H, HUTCHINSON, A.**, “Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates”, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, No. 1, pp.:44-56, 2001
- [35] **GARDEN H. N., HOLLAWAY L.C.** An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. *Composites Part B*, 1998, vol.29B, p. 411-424.
- [36] **SMITH S.T., TENG J. G.** FRP-strengthened RC beams, I: review of debonding strength models. *Engineering Structures*, 2002, vol.24, p.385-395.
- [37] **SMITH S.T., TENG J. G.** FRP-strengthened RC beams, II: assessment of debonding strength models. *Engineering Structures*, 2002, vol.24, p.397-417.
- [38] **TALJSTEN B.** Strengthening concrete beams for shear with CFRP Sheets. *Construction and Building Materials*, 2003, vol.17, p.15-26.
- [39] **WU Z.Y.** Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004.
- [40] **SEBASTIAN W.M.** Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams. *Journal of Composites for construction ASCE*. July 2001, p.792-798.
- [41] **SaharRadfar**, « modélisation d'un élément de structure en béton armé renforcé par collage de PRF: application à la rupture de type 'peeling-off' » Thèse de doctorat ; université de paris-est ; 2013.
- [42] **MALHOTRA, IV.M:** “Making concrete ‘greener’ with fly ash”. *ACI Concrete Int.*, 21, 61–66 (1999).
- [43] **DAVIDOVITS. J.** (1988). “Soft mineralogy and geopolymers”. In *Proceedings of Geopolymer 88: First European Conference on Soft Mineralogy*, June 1–3, University of Technology, Compiègne, France.
- [44] **DAVIDOVITS. J.** (1994): “High-alkali cements for 21st century concretes”. In *Concrete Technology, Past, Present and Future*, Metha, P.K., Ed., pp. 383–397. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

- [45] **GOURLEY, J.T** (2003): “Geopolymers; Opportunities for Environmentally Friendly Construction Materials” paper presented at Materials 2003: Adaptive Materials for a Modern Society, October 1–3, Sydney, Australia
- [46] **GOURLEY, J.T. AND JOHNSON, G.B** (2005) “Developments in Geopolymer Precast concrete”, paper presented at GCC 2005: International Workshop on Geopolymers and Geopolymer Concrete, Perth, Australia.
- [47] **P.K. SARKER ET AL**: “Fracture behavior of heat cured fly ash based geopolymer concrete” *Materials and Design* 44 (2013) 580–586.
- [48] **DAVIDOVITS, J.** “Chemistry of Geopolymeric Systems, Terminology”. Geopolymer 99 International Conference, France: 9-40 (1999).
- [49] **UMA.K. ANURADHA. R:** (2012) “Experimental investigation and analytical modeling of reinforced Geopolymer concrete beam” *Inter Jour of Civil and Struc Eng* Volume 2, 3.
- [50] **PRAKASH R. VORA AND URMIL DAVE**: “Parametric Studies on Compressive Strength of Geopolymer Concrete” *Procedia Engineering* 51 (2013) 210 – 219.
- [51] **M.A.M. ARIFFIN ET AL**: “Sulfuric acid resistance of blended ash geopolymer concrete” *Construction and Building Materials* 43 (2013) 80–86.
- [52] **H. KUPAEI ET AL**: “Mix design for fly ash based oil palm shell geopolymer lightweight concrete” *Construction and Building Materials* 43 (2013)490–496.
- [53] **I.V.SUPRAJA, M. KANTARAO**: “Experimental study on Geo-Polymer concrete incorporating GGBS” *Inter Journal of Electronics, Comm& Soft Computing Scie and Engi* ISSN: 2277-9477, Volume 2, Issue 2.
- [54] **E. VASCONCELOS ET AL**: “Concrete retrofitting using metakaolin geopolymer mortars and CFRP” *Construction and Building Materials* 25 (2011) 3213–3221.
- [55] **D.-S. YANG ET AL** « Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composites » *Composite Structures* 88 (2009) 497–508.
- [56] **T. CROSTON** « Etude expérimentale du comportement d’une poutre en béton armé en flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste) » Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure d’Arts et Métiers Centre de Bordeaux ; 2006
- [57] **F. TAOUICHE** « Modélisation du comportement à la fatigue d’éléments de construction en béton de fibres » Thèse de Doctorat, Université de Tizi Ouzou 2012.
- [58] **ZE YI WU** « Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue » Thèse de Doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées ; 2004.
- [59] **S. AVRIL** « Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite » *Compte rendu des 13^{ème} journées nationales sur les composites, vol1, 2003*

- [60] **H. GARDEN, L.C HOLLAWAY** « An experimental study of the failure mode of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates » Composites Part B, 1998, vol 29B, pp 411-424.
- [61] **R. CONTAMINE** «Contribution à l'étude du comportement mécanique des composites textile-mortier. Application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant » Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1 ; 2011.
- [62] **O. LABESSE** «Précis d'utilisation de Chaux Naturelle Hydraulique NHL » Rui Manuel Mascate, rmpm.net.Nantes 2005
- [63] “Association française de normalisation “essai pour béton durci”: norme européenne-norme française NF EN 12390-2, Octobre 2001, Partie 2 : confection et conservation des éprouvettes. ISSN 0335-3931.
- [64] **SAIDANI K, AIT TAHAR K, MERRAKEB S** “Mechanical Behavior of a Sandwich Composite with Cardboard Core Reinforced Fabric” Advanced Materials Research, Vol 682 pp 9-16 (2013).
- [65] **SOUAD AIT TALEB, ABDELMADJID SI SALEM AND KAMAL AIT TAHAR.** ‘Bending and shear behavior of a composite beam strengthened and double-confined with FRP-jacket’, *Procedia Engineering*, Vol. 114, **2015**, Pages 165-172. **doi:** 10.1016/j.proeng. 2015.08.055. **ISSN** 1877-7058.
- [66] **H. KARLSSON ET AL** «ABAQUS documentation version 6.10 et 6.12 : Theory Manual» Inc, Abaqus Simulia, HKS Inc Providence, RI USA; 2010.
- [67] **A. AOUAMEUR-MESBAH** « Analyse non-linéaire matérielle et géométrique des structures coques en béton arme sous chargements statiques et dynamiques » Thèse de Doctorat, de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 1998.
- [68] **J. R. ROTS** « Computational modeling of concrete fracture» Ph.D. dissertation, Delft, University of Technology., Netherlands, 1988.
- [69] **J. MAZARS** « Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé » XXIII^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil ; 2005
- [70] **F. TAUCHE, K. AIT TAHAR., HANNACHI N E.** « Behavior of reinforced concrete beams by confined oblique rods» *Applied Mechanics and Materials* Vol. 146 (2012) pp 27-38, Trans Tech Publications, Switzerland, ISSN: 1662-9795.
- [71] **A. KRAYANI** « Contributions a la modélisation non linéaire du comportement mécanique du bétonEt des ouvrages en béton arme et précontraint » Thèse de Doctorat, de L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes ; 2007
- [72] **P. MARK, M. BENDER** « Computational modeling of failure mechanisms in reinforced concrete structures » *Architecture and Civil Engineering* Vol. 8, No 1, 2010
- [73] **A. KEZMANE** «Optimization of the Reinforcement Positioning in the Squat Reinforcement Concrete Walls » *IACSIT International Journal of Engineering and Technology*, Vol. 5, No. 5, October 2013.

- [74] **R. AL-ROUSAN, R. HADDAD** “NLFEA sulfate-damage reinforced concrete beams strengthened with FRP composites”; *Composite Structures* 96 (2013) 433–445
- [75] **P. KWON, M. CRIMP, IN: T.S. SRIVATSAN ET AL.** (Eds.), *Composites and Functionally Graded Materials*, vol. **80**, (1997) pp. 73–88.
- [76] **F. NOGATA, IN: T.S. SRIVATSAN ET AL.** (Eds.), *Composites and Functionally Graded Materials*, vol. **80**, (1997), pp. 11–18.
- [77] **Y.Y. YUNG, D. MUNZ, IN: T. SHIOTA, M.Y. MIYAMOTO** (Eds.): “functionally graded material”, (1996), pp. 41-46
- [78] **J.N REDDY**: “A simple higher order theory for laminated composite plates" », *ASME J Appl. Mech.* **51** (1984) 745-752.
- [79] **M. KARAMA, K.S AFAQ**: “Mechanical behavior of laminated composite beam by the new multi-layered laminated composite structures model with transverse shear stress continuity" », *International. Journal of Solide and structures***40** (6) (2003) 1525-1546.
- [80] **M. TOURATIER**: “An efficient standard plate theory". *Engineering and Science***29** (1991) 901-916.
- [81] **N. ZIANE ET AL.** “Free vibration analysis of thin and thick-walled FGM box beams” *International Journal of Mechanical Sciences* **66** (2013) 273–282
- [82] **M. ZIDI ET AL.** “Bending analysis of FGM plates under hygro-thermo-mechanical loading using a four variable refined plate theory” *Aerospace Science and Technology* **34** (2014) 24–34
- [83] **LEE J. FENVES G.L.** “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, 124 (8), pp. 892-900 (1998).
- [84] **MIYAUCHI, S. INOUE, T. KURODA, A. KOBAYACHI.**, « Experimental Study on The Confinement Effect Cylinders Confined by Carbon Fiber Sheets ». *ProcJpnInst* 2001;23(1)856-870.
- [85] **SAAFI, M.; TOUTANJI, A. H AND LI, Z.**; Behaviour of Concrete Columns Confined with Fibre Reinforced Polymer Tubes", *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 4, Jul.-AUG. 1999,500-509 pp
- [86] **SPOELSTRA, M. R. AND MONTI, G.** “FRP-Confined Concrete Model”, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 3(3): 143-150, 1999.

RESUME

En partant d'une approche d'actualité, basée sur une logique de mise en valeur des ressources naturelles et de diminution du rejet du CO₂ lors de la fabrication du ciment, une nouvelle conception de poutres non homogènes renforcées par collage externe d'enveloppe composite est proposée. Elle consiste à remplacer le béton ordinaire à base de ciment portland par un béton modifié. La formulation de ce dernier, est obtenue en substituant une fraction de ciment portland par une fraction équivalente d'argile corrigée par des ajouts de chaux à pourcentages contrôlés et variés, selon la masse de la fraction substituée. L'objectif principal de cette conception est de réduire l'usage du ciment portland ainsi de maintenir des seuils de résistance et de ductilité sans augmenter le poids propre de la structure et son coût de main d'œuvre.

Un protocole expérimental a été mis au point afin de mettre en évidence les performances mécaniques de telles structures, notamment: La capacité portante et la ductilité, comparativement aux poutres classiques équivalentes en béton à base de ciment portland, ainsi que l'identification des paramètres mécaniques influençant le comportement global et les mécanismes de rupture. Une analyse non linéaire du comportement sous chargement de flexion est menée à travers une simulation numérique à base des éléments finis. La modélisation des spécimens est réalisée dans un espace tridimensionnel. Elle a permis de déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant

Une modélisation analytique du comportement mécanique des poutres non homogènes renforcées par collage de plaques composites, chargées en flexion est également réalisée. En se basant sur la notion d'équilibre des sections, un modèle de confinement de la poutre développée est proposé. Ce modèle est en fonction du paramètre non linéaire et de son évolution en fonction des différentes substitutions. Ce modèle est validé expérimentalement à travers la confrontation des résultats. Enfin, un ajustement statistique est effectué.

Mots clés: Poutre non homogène, béton modifié, expérimental, numérique, modélisation analytique.

ABSTRACT

Starting from an eco-friendly design based on bio-natural resource development and CO₂ emissions reducing, a new inhomogeneous graded beam reinforced by bonding composite envelope is proposed. Such procedure consists to substitute partially the Portland cement based concrete in the flexural tensile zone by a clay based modified concrete. The mix design of this latter was obtained by a substitution of a Portland cement fraction by an equivalent clay one, adjusted with various lime additions. The main objective of this work is to reduce the use of Portland cement and maintain levels of resistance and ductility without increasing the weight of the structure and its labor costs.

An experimental investigation was developed to evaluate the performance of various considered components under loading. Results comparison shows a satisfactory agreement and highlights the effectiveness of this design procedure in terms of strength and failure mechanisms compared to conventional homogenous concrete beams. This study was completed by a nonlinear finite element modeling in order to allow for a better understanding of the behavior. Results comparison represents a promising revelation and shows that the adopted confinement system produces a noticeable increment in strength and ductility.

This work was completed by an analytical modeling based on classical beams theory to allow for a better understanding of the behavior of the new beam. The power law function of functionally graded materials was used to describe the material properties variation in the thickness direction. The second part of the analytical modeling will describe a simplified approach employed in the development of the analytical model to predict the full flexural response of the proposal design. In addition, a theoretical model based on the equilibrium of the composite cross section was developed and validated. In conclusion, the numerical and experimental results correlated well with the values predicted using the proposed equations.

Keywords: Inhomogeneous beam, modified concrete, experimental, nonlinear finite element modeling, analytical modeling.