



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة وهران للعلوم والتكنولوجيا محمد بوضياف



THÈSE

En vue de l'obtention du Diplôme de Doctorat

Présenté par : BENTATA Nawal

Intitulé

**Etude du comportement cyclique des structures renforcées
par des plaques en FRP sous environnement agressif**

Faculté : Génie Mécanique
Département : Génie Maritime
Domaine : Science et Technologie
Filière : Génie Maritime
Intitulé de la Formation : Architecture et Construction Navale

Devant le Jury Composé de :

Membres de Jury	Grade	Qualité	Domiciliation
SABEUR Bendhina Amina	Pr.	Président	USTO-MB
SEREIR Zouaoui	Pr.	Encadrant	USTO-MB
BENNEGADI Mohamed El Larbi	MCA	Co-Encadrant	USTO-MB
AID Abdelkrim	Pr.	Examineur	Université de Mascara
TOUNSI Abdelhouahed	Pr.	Examineur	UDL Sidi Bel Abbes
ERROUANE Lahouaria	MCA	Examineur	USTO-MB
-	-	Invité(e)	-

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

*Je remercie Dieu le tout puissant pour
M'avoir donné la force et la volonté
de réaliser et surtout d'achever ce travail*

Je remercie vivement Mes deux encadreurs : à Messieurs SEREIR Zouaoui, Professeur des universités au département de Génie Maritime, de la Faculté de Génie Mécanique pour avoir proposé à ma personne ce sujet de thèse, de m'avoir encadré tout au long de ces années et pour l'attention qu'il a porté à mon travail. et BENNEGADI Mohammed El-Larbi. Je les remercie pour les conseils qui ont contribué à l'élaboration et la rédaction de cette synthèse de travaux de recherches et d'avoir approfondi mes connaissances dans le sujet.

Je suis ensuite très reconnaissant au professeur AMZIANE Sofiane ses encouragements, au sein de l'université Blaise Pascal de Clermont Ferrand,

Tout le respect à Madame : SABEUR Amina Professeur au département de Génie Maritime.- Faculté de Génie Mécanique pour l'honneur qu'elle a attribué en acceptant de présider le jury de cette thèse.

Aussi je remercie tous les membres de mon jury : Monsieur AID Abdelkrim, Monsieur TOUNSI Abdelouahed, et Madame ERROUANE Lahouaria, pour avoir examiné mon travail.

Un grand merci à mes enseignants et chercheurs du laboratoire structures en composites et matériaux innovants LSCMI, Je souhaite également remercier l'ensemble de mes collègues enseignants et le personnel du département de génie maritime de la faculté de Génie mécanique, de l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran.

Un remerciement à Ma famille BENTATA et ma belle famille BENYAHIA pour le précieux temps qu'ils m'ont donné durant cette période de travail de préparation de la thèse.

ملخص

تقدم هذه الأطروحة نموذجًا تجريبيًا وعدديًا لعوارض خرسانية عززت من بالبوليمر المقوى بالألياف (FRP) مع وبدون شقوق وسيطة ، بهدف تطوير للتنبؤ بحمل التأثير ، استجابة الطاقة ، نمط التكسير ، توزيع الإجهاد البيئي وعمر التعب.

أولاً ، تم دراسة تأثيرات انخفاض الوزن على عوارض خرسانة عززت بالبوليمر المقوى بالألياف . بالنظر إلى انخفاض الوزن من ارتفاعات مختلفة ، تم ربط لوح CFRP بالسطح السفلي للعارضة.

ثانيًا ، تم تطوير نموذج العناصر المنتهية غير الخطية ومعايرته لتحليل مجال الإجهاد البيئي وأنماط الفشل وأنماط التكسير وتسلسل الضرر. تمت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها عدديًا من حيث منحنيات وقت التحميل والحمل والإزاحة والطاقة والوقت مع تلك التي قدمتها اختبارات المؤلفين التجريبية وأيضًا مع تلك الواردة في مراجع الببليوغرافيا . بالنسبة للعوارض الغير معززة ، كان وقت التأثير قصيرًا جدًا ، مع فشل في مركز العارضة. أما بالنسبة للعوارض بشقوق وسيطة ، انخفض حمل الصدمات مع زيادة عمق الشق ، بسبب الفقد المحلي للصلابة في مركز العارضة الخرسانية. ومع ذلك ، بالنسبة العارضة المعززة ، كان وقت التأثير طويلًا جدًا ، مع حمل تأثير عالٍ جدًا ، لأن العارضة كانت أكثر مقاومة ، مع وجد ارتداد.

ثالثًا ، تم تطوير نموذج عددي يحاكي تحميل التعب للتنبؤ بالعمر الافتراضي للعارضة الخرسانية المعززة وغير المعززة. للتنبؤ بالسلوك الميكانيكي تحت عبء التعب وللتقدير الكمي لتطور الضرر ، تم رسم حلقة التباطؤ لتقدير العمر والمتانة ، تم تمثيل منحنيات Wohler في كل تطبيق. تظهر النتائج الرئيسية أن حجم الإزاحة المفروضة ، ونمط الضغط ، وسماكة الرقعة وكذلك اختيار المواد لها تأثير كبير على عمر العارضة الخرسانية. ومع ذلك ، فإن تأثير طول الرقعة ضئيل. أدى وضع رقعة إلى تحسين عمر العارضة بشكل كبير .

الكلمات المفتاحية: تأثير إسقاط الوزن شق وسطي ، عارضة خرسانية ، سلوك إجهاد ، نموذج تجريبي وعددي

Résumé

Cette thèse présente un modèle expérimental et numérique des poutres en béton renforcées par polymère de fibres (PRF) avec et sans patches, développé pour prédire la charge d'impact, la réponse énergétique, les modes de fissuration, la distribution des contraintes inter faciales et la durée de vie en fatigue.

Tout d'abord, les impacts de chute de l'échantillon ont été établis pour les poutres en béton entaillées simplement supportées avec ou sans renforcement. Considérant un poids tombant de différentes hauteurs, un patch CFRP a été collée à la surface inférieure de la poutre.

Deuxièmement, un modèle d'éléments finis non linéaire a été développé et calibré pour analyser le champ de contraintes inter faciales, les modes de défaillance, les modes de fissuration et les séquences d'endommagement. Les résultats obtenus numériquement en termes de courbes charge-temps, charge-déplacement et énergie-temps ont été comparés à ceux donnés par les essais expérimentaux des auteurs ainsi qu'à ceux donnés dans la littérature. Pour les poutres renforcées, le temps d'impact était très court, avec une rupture au centre de la poutre. Pour les poutres entaillées, la charge d'impact diminuait à mesure que la profondeur de l'entaille augmentait, en raison de la perte locale de rigidité au centre de la poutre en béton. Pour la poutre renforcée, le temps d'impact était assez long, avec une charge d'impact très élevée, car la poutre était plus résistante, avec rebond.

Troisièmement, un modèle numérique simulant la charge de fatigue a été développé pour prédire la durée de vie des poutres en béton avec ou sans renforcement. Pour prédire le comportement mécanique sous la charge de fatigue et quantifier l'évolution des dommages, la boucle d'hystérésis a été tracée. Pour estimer la durée de vie et la durabilité, les courbes de Wohler ont été représentées pour chaque application. Les principaux résultats montrent que, le déplacement imposé, le mode de sollicitation, l'épaisseur du patch ainsi que le choix des matériaux ont un effet considérable sur la durée de vie de la poutre en béton. Cependant, l'effet de la longueur du patch est insignifiant. L'emplacement d'un patch a considérablement amélioré la durée de vie de notre poutre.

Mots clés : Impact de chute, entaille intermédiaire, poutre en béton, comportement en fatigue, modèle expérimental et numérique

Abstract

This thesis presents an experimental and numerical model of Fiber Reinforced Polymer (FRP) retrofitted concrete beams with and without intermediate notches, developed to predict the impact load, energy response, cracking pattern, interfacial stress distribution and the fatigue life.

Firstly, The specimen's drop-weight impacts were established for retrofitted and un-retrofitted simply-supported notched concrete beams. Considering a drop-weight falling from different heights, a CFRP sheet was bonded to the bottom surface of the beam. Secondly, a nonlinear finite element model was developed and calibrated to analyze the interfacial stress field, failure modes, cracking patterns and damage sequences. The results obtained numerically in terms of load–time, load–displacement and energy–time curves were compared to those given by the authors' experimental tests and also to those given in the literature. For un-retrofitted beams, the impact time was very short, with failure at the center of the beam. For notched beams, the impact load decreased as notch depth increased, owing to the local loss of rigidity at the center of the concrete beam. For the retrofitted beam, however, the impact time was quite long, with a very high impact load, because the beam was more resistant, with rebound.

Thirdly, a numerical model simulating the fatigue loading was developed to predict the life span of retrofitted and un-retrofitted concrete beam. To predict the mechanical behavior under the fatigue load and to quantify the damage evolution, hysteresis boucle was plotted. To estimate the life span and the durability, the Wohler curves were represented for each application. The main results show that, the size of the imposed displacement, the mode of stress, the thickness of the patch as well as the choice of materials have a considerable effect on the life of the concrete beam. However, the effect of the patch length is insignificant. Placing a patch has significantly improved the life of our beam.

Keywords: Drop-weight impact, intermediate notch, concrete beam, fatigue behavior, experimental and numerical model.

Table des matières

Remerciements

ملخص.....	I
RESUME.....	II
ABSTRACT.....	III
TABLE DE MATIERE.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
NOMENCLATURE.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<i>Chapitre I État de l'art des sollicitations des structures en béton</i>	
I.1 Introduction.....	10
I.2 Réhabilitations	10
I.3 Réparation et renforcement des structures en béton	12
I.3.1 Causes du renfort structurel	13
I.4 Dégradations des ouvrages en béton armé	14
I.4.1 Dégradations d'origine chimique	15
I.4.1.1 Carbonatation	15
I.4.1.2 Attaque des chlorures	16
I.4.1.3 Attaque des sulfates	16
I.4.1.4 Réaction d'alcalis – granulats	17
I.4.1.5 Corrosion des armatures	18
I.4.2 Dégradations d'origine mécanique.....	20
I.4.3 Dégradations d'origine physique.....	21
I.4.3.1 Les séismes.....	21
I.4.3.2 Le gèle et le dégel.....	22
I.4.3.3 Le retrait.....	23
I.4.3.4 L'abrasion.....	23
I.5 Amélioration et correction structurelle par FRP.....	24
I.6 Techniques de réhabilitation.....	25
I.6.1 Renforcement en flexion.....	28
I.7 Dynamique des éléments structuraux sous impact.....	31
I.7.1 Modèles linéaires.....	33
I.7.1.1 Modèle d'impact avec une raideur.....	34
I.7.1.2 Modèle de Kelvin-Voigt.....	35
I.7.1.3 Modèle de Maxwell.....	35
I.7.1.4 Modèle de Zener.....	36
I.7.2 Modèles non-linéaires.....	37
I.7.2.1 Modèle d'Hertz.....	38
I.7.2.2 Modèle de Hunt-Grossley.....	39
I.7.3 Sollicitations dues aux chocs et impacts.....	40
I.7.3.1 Effort d'impact.....	40
I.7.3.2 Énergie d'impact.....	43
I.7.4 Classification des impacts.....	44
I.7.4.1 Impact non perforant (mou).....	44
I.7.4.2 Impact perforant (dur).....	45

I.7.4.3 Classification des impacts par la vitesse du projectile.....	46
I.7.4.4 Classification des impacts par l'onde de contraintes.....	47
I.7.4.5 Caractérisation unifiée des choc.....	48
I.8 Fatigue des structures.....	48
I.8.1 Cycles de contrainte en fatigue.....	49
I.8.2 Comportement en fatigue.....	51
I.8.3 Types de sollicitations dans les essais de fatigue.....	53
I.8.4 Choix du mode de sollicitation.....	54
I.8.5 Mécanismes de fatigue du béton.....	55
I.8.5.1 Courbe enveloppe.....	55
I.8.5.2 Courbe de chargement et déchargement.....	56
I.8.5.3 Déformation et endommagement du béton en fatigue.....	57
I.9 Conclusion.....	60
Référence.....	61
 Chapitre II Etude expérimentale d'une poutre en béton sous sollicitation dynamique	
II.1 Introduction.....	66
II.2 Caractéristiques des matériaux.....	66
II.2.1 Le béton	66
II.2.2 Matériaux utilisés.....	67
II.2.2.1 Ciment	67
II.2.2.2 Granulats	68
II.2.2.3 L'eau	69
II.3 Procédure de coulage et mode de conservation.....	69
II.4 Composition et caractérisation du béton	72
II.5 Les matériaux composites.....	77
II.5.1 Fibres de carbone	77
II.5.2 Les Matrices Utilisées	78
II.5.3 Préparation avant mise en œuvre.....	78
II.6. Essai d'impact et de choc.....	80
II.7 Les structures testées.....	81
II.8 Conclusion.....	83
Référence.....	84
 Chapitre III Modèle numérique d'une poutre renforcée par FRP sous impact	
III.1 Introduction.....	87
III.2 Caractéristiques des matériaux utilisent	88
III.2.1 Béton	88
III.2.2 Composite FRP.....	91
III.2.3 Adhésif sikadur.....	92
III.3 Modèle numérique développé	92
III.3.1 Algorithme de contact.....	92
III.3.2 Géométrie proposée	93
III.3.3 Maillage adopté.....	94
III.4 Validation des résultats.....	95
III.4.1 Charge d'impact.....	95
III.4.2 Réponse énergétique.....	97
III.4.3 Modèle de fissuration.....	98
III.4.4 Répartition des contraintes interraciales.....	100
III.4.4.1 Effet de l'impact temporel.....	101

III.4.4.2 Effet de la vitesse.....	103
III.4.4.3 Effet de la période d'impact.....	105
III.5 Conclusion.....	106
Référence.....	108

Chapitre IV Modèle numérique des poutres renforcées par des plaques FRP sous chargement cyclique

IV.1 Introduction.....	112
IV .2 Notion d'un chargement de fatigue.....	113
IV.3 Caractéristiques des matériaux utilisés.....	117
IV.3.1 Béton.....	117
IV.3.2 FRP.....	120
IV .3.3 Acier	121
IV.4 Modèle numérique développé.....	122
IV.4.1 Géométrie proposée.....	122
IV.4.2 Maillage adopté.....	124
IV.5 Résultats et discussions.....	125
IV.5.1 Effet du chargement imposé	125
IV. 5.2 Effet du mode de sollicitation	128
IV.5.3 Effet de l'épaisseur de patch.....	130
IV.5.4. Effet de la longueur de patch.....	130
IV.5.5 Effet de matériaux du patch.....	132
IV.6 Conclusion.....	133
Référence.....	134
Conclusion Générale.....	135

Table des figures

Figure I.1	Exemple de travaux a) de réorganisation des espaces b) d'amélioration du confort thermique et acoustique.....	11
Figure I.2	Exemple de travaux de réhabilitation moyenne.....	12
Figure I.3	Réhabilitation lourde exécutés sur différentes structures a) réparation et renforcement par augmentation de section, b) renforcement aux efforts tranchant par plaques en acier, c) réparation et renforcement par confinement de bandages en composite.....	12
Figure I.4	Cas de figures de a) réparation et b) renforcement	13
Figure I.5	Cas d'un pont a)avant et b) après la réhabilitation [27]	14
Figure I.6	Avancement du front de dépasseivation en fonction du temps.[5]	15
Figure I.7	Structures atteintes par la carbonatation [6]	15
Figure I.8	Illustration de la zone dégradée a) corrosion liée à des ruissellements d'eau chargée en sels, b) structure en béton armé soumise à des transferts hydriques et de chlorures [25]	16
Figure I.9	... Mécanisme de l'attaque des sulfates sur le béton [6]	16
Figure I.10	Agression chimique des bétons d'origine des sulfates [26]	17
Figure I.11	Influence des contraintes sur l'expansion d'éprouvettes en béton prélevées dans un ouvrage affecté par l'alcali-réaction [28]	18
Figure I.12	Exemple de béton dégradé par l'alcali-réaction (épaufrures).....	18
Figure I.13	Cinétique de corrosion des armatures dans le béton selon le modèle de Tuuti.[22]	19
Figure I.14	Influence de la corrosion des armatures. [6]	20
Figure I.15	Modes de tassement observés en mécanique du sol.....	20
Figure I.16	Conséquences des tassements de terrains sur les structures bâties.....	21
Figure I.17	Désordres dus au séisme (conséquences des séisme de Boumerdes et El Asnam)	22
Figure I.18	Désordres produit par le gèle et dégel du béton [30]	22
Figure I.19	Influence du traitement du béton imprégné sur la résistance au gel en présence de sels de déverglaçage [30]	23
Figure I.20	Polymère Renforcé de Fibres (PRF ou FRP) et courbe caractéristique contrainte/déformation.....	24
Figure I.21	Renforcement d'éléments structuraux par collage externe de FRP [12]..	26
Figure I.22	Mode de renforcement par collage de lamelle pré-imprégnées et tissu en fibre synthétique[14]	27
Figure I.23	Renforcement par collage externe de lamelles pré-imprégnées à fibres de carbone [13]	27
Figure I.24	Renforcement par stratification au contact de tissu en fibre de carbone [13]	28
Figure I.25	Consolidation de poutre et dalle par GFRP [13]	28
Figure I.26	Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF (Smith et Teng 2002)[4]	29
Figure I.27	Types d'ancrages en réhabilitation par FRP a) ancrage avec des chemises en U et des bandes en acier (Spadea 1998), b) ancrage avec des tissus en FRP enroulés des trois côtés (Arduini et Nanni 1997), c)	30

ancrage avec des bandes en U et des verrous en acier (Mukhopadhyaya 1998) et d) ancrage par des bandes en FRP en forme de U (Teng 2003)

Figure I.28	Influence du renforcement sur le comportement des poutres renforcées en FRP sous chargement monotone [31]	30
Figure I.29	Classification des sollicitations dynamiques et moyens d'essais associés[33]et[34]	31
Figure I.30	Situations de collision de véhicules avec des ouvrages d'arts a) poteau d'un pont et b) poutre d'une passerelle en béton armé.....	32
Figure I.31	Situations de démolition par impact d'une structure en béton armé.....	33
Figure I.32	Schéma global pour la modélisation de l'impact.....	33
Figure I.33	Modèle d'impact avec une raideur.....	34
Figure I.34	Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement.....	34
Figure I.35	Modèle de Kevin-Voigt.....	35
Figure I.36	Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Kelvin-Voigt.....	35
Figure I.37	Modèle de Maxwell.....	36
Figure I.38	Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps etc) loi effort déplacement pour le modèle de Maxwell.....	36
Figure I.39	Modèle de Zener.....	37
Figure I.40	Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Zener.....	37
Figure I.41	Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Hertz.....	38
Figure I.42	Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Hertzmodifié.....	39
Figure I.43	Évolution (a) du déplacement et (b) de la force en fonction du temps, et (c) loi effort déplacement pour le modèle de Hunt-Grossley.....	39
Figure I.44	Chutd'une sphère surs un plan indéformable sans et avec interpénétration.....	41
Figure I.45	Modèle élastoplastique simplifié de l'effort d'impact au cours du temps.	43
Figure I.46	Phénomènes d'impacts dur et mou.....	44
Figure I.47	Différents effets résultant d'un impact sur dalle en béton, (a) pénétration, (b) formation d'un cône, (c) cratérisation, (d) fissurations sur (i) la face avant et (ii) la face arrière, (e) écaillage, (f) perforation, et (g) réponse de la structure entière	45
Figure I.48	Classification de l'impact par l'onde de contrainte.....	48
Figure I.49	Classification des impacts (à ε_p constant)[45]	48
Figure I.50	Types de chargement cyclique en fatigue.....	49
Figure I.51	Réponse du cycle de contraintes en fatigue.....	50
Figure I.52	Formes de cycle de contraintes en fatigue.....	50
Figure I.53	Courbe de Wöhler- Comparaison des résultats d'essais et ceux des modèles de la littérature [50]	51
Figure I.54	Courbes S-N pour béton fibré acier.....	52
Figure I.55	la courbe d'hystérésis.....	53
Figure I.56	Quelques signaux de chargement en contrainte et leur réponse en déformation dans les essais de fatigue [13].....	54
Figure I.57	Essai de fatigue en compression du béton, a) un cycle complet et b) multiples cycles chargement-déchargement.....	57

Figure I.58	Évolution du module d'élasticité et de la déformation irréversible en fonction du nombre de cycles de fatigue [15]	58
Figure I. 59	Evolution du facteur de dommage [17]	59
Figure II.1	Carrière de HASNAOUI- FCM CONSTRUCTION -Oran –ALGERIE.....	67
Figure II.2	ciment de type GICA 42.5 MPa.....	67
Figure II.3	gravillons 3/8.....	68
Figure II.4	Sable de mer.....	68
Figure II.5	Sable de carrière.....	69
Figure II.6	L'eau de robinet.....	69
Figure II.7	le mélange tourne à sec	70
Figure II.8	le mélange tourne mouillé	70
Figure II.9	Le mélange final.....	70
Figure II.10	Table vibrante.....	71
Figure II.11	les moules (7*7*28) cm.....	71
Figure II.12	les moules (7*7*7) cm.....	71
Figure II.13	Mélange dans les moules.....	72
Figure II.14	les moules sur la table vibrante.....	72
Figure II.15	Mesure de la hauteur de l'affaissement au cône d'Abrams [NF P 18 - 451]. [2]	73
Figure II.16	Affaissement au cône d'Abrams.....	74
Figure II.17	Béton ferme d'affaissement.....	74
Figure II.18	Les éprouvettes 7x7x7.....	75
Figure II.19	Après 24 h de moulage.....	75
Figure II.20	les éprouvettes dans un milieu liquide 'eau'.....	75
Figure II.21	l'Ecrasement des éprouvettes La presse utilisée pour les écrasements.....	76
Figure II.22	Fibre de carbone.....	77
Figure II.23	Résine epoxySikadur 52 (A+B).....	78
Figure II.24	Traitement de surface à l'aide de la brosse métallique.....	79
Figure II.25	Préparation de la poutre et traitement de la surface.....	79
Figure II.26	Découpage de fibre de carbone.....	79
Figure II.27	Application d'une couche de résine.....	79
Figure II.28	Pose des bandes de FRP.....	80
Figure II.29	Types d'essais d'impact.....	80
Figure II.30	Eprouvette saine.....	81
Figure II.31	Eprouvette entaillées renforcées avec patch en FRP.....	82
Figure II.32	Test de résistance aux chocs.....	82
Figure II.33	Mécanismes de ruptures des poutres impactées sans patch.....	82
Figure II.34	Mécanismes de ruptures des poutres impactées avec patch.....	82
Figure III.1	Courbe type du comportement en compression et traction du béton [7] ...	89
Figure III.2	Courbe contrainte-déformation du béton en compression uni-axiale.....	91
Figure III.3	Geometrie prposées.....	93
Figure III.4	Maillage de a structure.....	94
Figure III.5	Solide 95 sont utilisés pour la poutre en béton et l'adhésif.....	95
Figure III.6	Solid 46 est choisis pour modéliser de CFRP.....	95
Figure III.7	Comparaison entre la charge d'impact numérique et expérimentale en fonction du temps de la poutre de béton à encoches pour différentes vitesses d'impact. a) $V = 0,881 \text{ m / s}$, b) $V = 1,76 \text{ m / s}$	96
Figure III.8	Réponse dans le temps des faisceaux RC avec des profondeurs d'encoches différentes, a) Faisceau non monté ultérieurement b) Faisceau installé ultérieurement.....	97

Figure III.9	Réponse énergétique des faisceaux RC avec des profondeurs d'encoches différentes, a) Faisceau non monté ultérieurement b) Faisceau installé ultérieurement.....	98
Figure III.10	Reponse d'impact pour des poutres en béton renforcées. [19]	99
Figure III.11	Types de dommages pour la poutre en béton non rééquipée, a)Expérimentation d'un spécimen de CB-N, b) Numérique du spécimen de CB-N, c) Expérimental d'un spécimen de CB-N20, d) Numérique du spécimen de CB-N20.....	100
Figure III.12	Types de dommages pour la poutre en béton installée ultérieurement, a) Expérimentation de l'échantillon CB-R, b) Numérique du spécimen de CB-R, c) Expérimental de l'échantillon CB-N20-R, d) Numérique du spécimen de CB-N20-R.....	100
Figure III.13	Diagramme du moment et l'effort tranchant d'une poutre sous sollicitation statique et dynamique [19]	101
Figure III.14	La répartition des contraintes au bas de la poutre en béton non modifiée à des moments différents a une incidence sur $v = 3,8 \text{ m/s}$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy}	102
Figure III.15	La répartition des contraintes à l'interface de la poutre en béton installée ultérieurement à différents moments, impact pour $v = 4,43 \text{ m/s}$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy}	103
Figure III.16	Répartition des contraintes au bas de la poutre en béton non rééquipée en fonction de la vitesse d'impact pour une heure fixe = 1-e4s, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy}	104
Figure III.17	Répartition des contraintes à l'interface du faisceau de béton installé ultérieurement en fonction de la vitesse d'impact pendant un temps fixe $t = 1-e4s$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy}	104
Figure III.18	Contraintes normales σ_x en fonction du temps pour les poutres en béton rééquipées et non rééquipées.....	106
Figure III.19	Historique des contraintes de cisaillement τ_{xy} en fonction du temps pour les poutres en béton rééquipées et non rééquipées.....	106
Figure IV.1	Etapes de la formation d'une fissure par fatigue.....	113
Figure IV.2	Mouvement de dislocation d'une fissure par fatigue.....	114
Figure IV.3	Types de chargement cycliques.....	115
Figure IV.4	Modèle de la courbe de Wöhler.....	115
Figure IV.5	Boucle d'hystérésis.....	116
Figure IV.6	Courbe type du comportement en compression et traction du béton.....	118
Figure IV.7	Courbe contrainte-déformation du béton en compression uni-axiale.....	119
Figure. IV.8	Comparaison des performances d'un Hybride comparativement à l'acier au CFRP et au GFRP	120
Figure IV.9	Courbe Contrainte - déformation des Aciers sous Chargement monotone et cyclique [3]	121
Figure IV.10	Courbe Contrainte - déformation de l'ensemble des armatures en Aciers	122
Figure IV.11	Disposition des armatures dans la poutre en béton [3]	123
Figure IV.12	Dimensions et chargement de la poutre en flexion quatre points [3]	123
Figure IV.13	Détaille des poutres renforcées par HFRP	123
Figure IV.14	Discrétisation de la poutre en béton	124
Figure IV.15	Conditions aux limites.....	125
Figure IV.16	Chargement cyclique un rapport de chargement $R=0$	125
Figure IV.17	Déplacement totale de la poutre.....	126
Figure IV.18	Déformation élastique équivalente	126

Figure IV.19	Contraintes maximales au niveau de la poutre et l'armature sous chargement cyclique.....	126
Figure IV.20	Coubes d'Hystérésis et de Wöhler pour une gamme de déplacement imposé ($R=$).....	127
Figure IV.21	Comparaison des résultats d'une poutre avec et sans patch pour un déplacement imposé de 40 mm.....	128
Figure IV.22	Représentation des 5 cas de sollicitation cycliques.....	129
Figure IV.23	les résultats pour différents types de chargement pour un déplacement imposé 40mm. ($L=1200\text{mm}$. $e=4.8\text{mm}$ du HFRP).....	129
Figure IV.24	Boucle hystérésis et Courbes de Wöhler pour différentes l'épaisseur de patch HFRP pour un chargement cyclique du 1 ^{er} cas avec $U_y=-40\text{mm}$. et $L=1200\text{mm}$	130
Figure IV.25	Déformation élastique équivalente pour différentes longueur du patch Boucle hystérésis et Courbes de Wöhler pour différentes longueurs de patch HFRP pour un chargement cyclique du 1 ^{er} cas avec $U_y=-40\text{mm}$. et $e=4.8\text{mm}$. 1200mm	131
Figure IV.26	Boucle hystérésis et Courbes de Wöhler pour différents matériaux avec un chargement cyclique du 1 ^{er} cas avec $U_y=-40\text{mm}$, $e=4.8\text{mm}$ et $l=1200\text{mm}$	132

Liste des tableaux

Tableau I.1	Classification des chargements [2]	32
Tableau I. 2	Récapitulatif des auteurs proposant des formules de force d'impact [34]	42
Tableau I.3	Majorations aux limites élastiques dynamique pour $d\varepsilon/dt = 0,5 \text{ s}^{-1}$ [33]	44
Tableau II.1	Composition du béton.....	73
Tableau II.2	Définition des classes de consistance selon la norme NF EN 206. [4]	73
Tableau II.3	Les résultats d'écrasement.....	76
Tableau II.4	Différentes résistances à la compression des éprouvettes de béton à 7 et 28jours	76
Tableau II.5	Propriétés des composites	77
Tableau II.6	Propriétés des fibres.....	77
Tableau II.7	Caractéristiques mécaniques des colles époxy	78
Tableau II.8	Comparaison entre les énergies expérimentales et analytiques (J) à la rupture pour les poutres en béton sans ou sans patch.....	83
Tableau III.1	Propriétés Mécanique du béton.....	91
Tableau III.2	Propriétés mécanique du FRP. [7]	92
Tableau III.3	Propriétés mécanique de la colle sikadure. [7]	92
Tableau III.4	Caractéristiques géométriques de la poutre et de la plaque FRP.	94
Tableau III.5	Comparaison entre les énergies expérimentale et numérique (J) à la rupture pour la poutre en béton reconstituée et non reconvertie.....	98
Tableau IV.1	Propriétés Mécanique du béton	119
Tableau IV.2	Propriétés mécanique du HFRP. [3]	120
Tableau IV.3	Propriétés Mécanique de l'acier. [3]	122
Tableau IV.4	Caractéristiques géométriques de la poutre et de la plaque HFRP.	123
Tableau IV.5	Propriétés mécaniques du patch.....	132

Nomenclatures

v_0	la vitesse d'impact initiale
ω_0	la pulsation propre du système
N et λ	des paramètres du modèle
R	rayon de la sphère
E_s , et E_p	modules d'Young de la sphère et du plan
ν_s et ν_p	coefficients de Poisson de la sphère et du plan
m	masse de la sphère
V_{imp}	vitesse d'impacte
p_0	pression moyenne limite à l'interface sphère-plan
δ	distance d'interpénétration entre les deux corps
t_c	la durée de choc
c_t	la vitesse de propagation de l'onde dans la structure impactée
c_s	la vitesse de propagation des ondes de cisaillement
ρ	La densité
G	Le module de cisaillement du matériau de la plaque
R	le rapport de charge
$\Delta\sigma$	La variation de la contrainte
σ_a	L' amplitude de contrainte
σ_{moy}	contrainte moyenne
R_σ	rapport de contrainte
$\Delta\varepsilon$	variation de la déformation
ε_a	amplitude de déformation
ε_{moy}	déformation moyenne
R_ε	rapport de déformation
E_c	le module élastique initial du béton
ε_0	la déformation du béton à la limite élastique
D	le facteur de dommage
W_0	l'aire initiale (matériau vierge)
E_D	le module d'élasticité au cours de la sollicitation
f'_c	La résistance ultime en compression uni axiale

f_t	La résistance ultime à la traction uni axiale
FRP	Fiber Reinforced polymer.
$CFRP$	Carbone Fiber Reinforced polymer
$HFRP$	Hybrid Fiber Reinforced polymer
MEF	Méthode des Eléments Finis.
σ_D	limite de fatigue ou limite d'endurance
B_{frp}	Largeur du renfort FRP
B_p	Largeur de la poutre en BA
H_p	Hauteur de la poutre en BA
L_{ap}	Distance entre les appuis
L_{ca}	Espacement entre les cadres
L_{ch}	Ecart entre les points de chargement
L_{frp}	Longueur du renfort FRP
L_p	Longueur de la poutre en BA
$\varnothing_1$	Diamètre de barres supérieures
$\varnothing_2$	Diamètre de barres inférieures
$\varnothing_3$	Diamètre du ferrailage des cadres

Introduction générale

L'un des problèmes majeurs dans le domaine de la construction est la dégradation des structures. La plupart des structures présentent des signes de faiblesse et ne répondent ou ne répondront plus aux exigences pour lesquelles elles ont été conçues. Les causes sont multiples, on peut citer : des erreurs lors de l'étude ou de l'exécution, un accroissement des charges, un changement de l'exploitation de la structure, la corrosion des armatures, des actions accidentelles telles que les séismes ou les chocs... L'apparition de ces problèmes ne laisse que deux solutions : la reconstruction ou la réparation. Dans la plupart des cas les frais de la reconstruction sont beaucoup plus importants que la réparation ou le renforcement, ce qui fait que celles-ci seront plus appropriées.

Durant les dernières années, une alternative est proposée. Il s'agit de renforcer ou de réparer les ouvrages en béton par des matériaux composites collés extérieurement sur les parties dégradées. Les matériaux composites, en particulier à base de fibres de carbone, présentent un grand intérêt pour la réparation, car elles présentent un grand avantage économique. Ils peuvent être appliqués directement sur les structures par moulage au contact ou par stratification directe. Ceci permet de réduire considérablement les coûts liés à la manipulation ainsi que les problèmes d'interruptions des activités.

Les structures en béton ont de nombreuses applications telles que les tunnels, les ponts, les bâtiments industriels et les protections contre les roches, où leur conception et leur construction sont convenablement contrôlées par des règles techniques harmonisées spécifiant comment la conception structurelle doit être effectuée sous une charge statique. Ces structures peuvent souvent subir une charge d'impact accidentelle, comme des chutes de pierres dans les montagnes et de lourdes charges dans les usines et les entrepôts en raison d'accidents [1]. Pour étudier l'impact des poutres en béton sous un poids de chute, Wu et al. [2] ont proposé une étude expérimentale pour mesurer la charge d'impact, l'accélération et la déformation sur les faces supérieure et inférieure de la poutre en béton. Les auteurs ont découvert que seule la moitié de l'énergie était transmise au faisceau. L'énergie restante a été absorbée par les

installations, notamment en raison des dommages plastiques de l'alliage d'aluminium. Pour comprendre le comportement d'endommagement des poutres RC pendant la charge d'impact, un impact de chute de poids à grande vitesse a été effectué par Zhan et al [3]. Ils ont remarqué que la déviation était presque proportionnelle à l'énergie d'impact d'entrée et le gradient pouvait être formulé empiriquement en utilisant l'inverse de la capacité de charge statique en flexion des poutres. Othman et Marzouk [4] ont mené une enquête expérimentale pour comprendre l'effet de renforcement de l'acier sur les poutres RC impactées. Ils ont montré que la variation des rapports de renforcement et d'agencement n'ont aucun effet sur l'énergie absorbée pour les mêmes conditions de charge d'impact. La performance des faisceaux RC rapiécés, exposés à l'impact de la chute de poids a été évaluée par Liao et al. [5]. Sous une charge d'impact dynamique, le comportement des poutres en béton normal et en composite d'ingénierie de cimentation (ECC) a été étudié expérimentalement et numériquement par Anil et al. [6]. Ils ont montré que les plus petites fissures se sont formées sur les éprouvettes fabriquées en ECC et les plus grandes fissures se sont formées sur les éprouvettes fabriquées en béton à faible résistance. Goldston et al. [7] ont proposé une étude expérimentale pour valoriser l'effet des barres de verre FRP (GFRP) sur les poutres de comportement du béton soumises à des tests statiques et d'impact. Pour illustrer la progression de la rupture des poutres RC exposées aux charges d'impact, une méthode de simulation 3D tenant compte des hétérogénéités du béton a été développée par Jin et al. [8]. Ils ont montré qu'avec l'augmentation du rapport d'étrier, les dommages locaux du béton deviennent graves à condition de la même vitesse d'impact. Plus récemment, Guo et al. [9] ont développé un modèle constitutif de béton armé de fibres hautes performances pour la simulation d'impact à basse vitesse. Où, les surfaces de rupture, y compris la compression tri-axiale, l'extension tri-axiale et la torsion, sont entièrement prédites et calibrées. Pour étudier l'influence des contraintes initiales sur la réponse à l'impact de chute des plaques de béton carrées, Kumar et al. [10] ont estimé expérimentalement la charge d'impact maximale et la perte d'énergie dans le béton précontraint. En utilisant un béton précontraint, la force d'impact maximale a été augmentée de 37.19% et la perte d'énergie a diminué de 19.03%. Un modèle numérique de l'impact de la chute de poids sur les poutres RC réalisé par Zhao et al. [11] a été proposés et comparés à des données expérimentales mesurées. Sur la base des observations, les réponses présentent des caractéristiques de localisation évidentes du processus d'impact qui contrôle le comportement global. Après avoir exprimé la force d'impact, la déflexion, l'absorption d'énergie, le facteur d'augmentation dynamique et la configuration des dommages des poutres en polymère renforcé de fibres de lin (FFRP) et en béton armé de fibres de noix de coco

(CFRC), Wang et Chouw [12] ont montré que les stratifiés FFRP étaient plus efficace en améliorant la résistance à la flexion sous les charges statiques et d'impact. La plupart des études précédentes se limitent à des structures uniformes et parfaites. Cependant, des défauts, des encoches ou des fissures peuvent exister dans les sections transversales de nombreuses structures. Par exemple, le mode numérique a été développé par Qu et al. [13] pour étudier les effets des profondeurs et largeurs des pré-fissures sur le comportement dynamique de faisceaux RC simplement supportés sous des charges de souffle d'air. Des poutres en béton entaillé impactées par un marteau ont été étudiées numériquement par Bede et al. [14]. Ils ont montré que pour le taux de déformation jusqu'à 30 / s, l'énergie de rupture et la résistance à la traction augmentent approximativement de façon linéaire et suivent la loi de comportement dépendante utilisée dans le calcul. Li et Yu [15] ont proposé des tests expérimentaux pour étudier la réponse et le post-impact des bétons renforcés de fibres ultra hautes performances (UHPFRC) sous impact à faible vitesse. Cependant, il est évident que le comportement des structures en béton renforcées par du FRP sous un impact de chute de poids diffère de celui de la charge statique. Pour cela, certains auteurs ont réalisé des études sur l'impact des structures en béton modernisées.

La fatigue est un type de charge très important pour de nombreuses structures en béton réparées par patch en composite. Par conséquent, il est important de prédire avec précision la résistance à la fatigue. A cet effet, plusieurs méthodes ont été développées. Récemment, le cadre de modélisation, Nguyen et al, [16] ont calculé l'accumulation des dommages par fatigue cycle par cycle. Pour surmonter cette limitation, une stratégie où l'on suppose que plusieurs cycles de fatigue se produisent entre chaque mise à jour des dommages accumulés a été proposée par Robinson et al. [17]. Ces derniers ont modifié un élément fini d'interface précédemment développé, et précédemment appliqué pour prédire la croissance du délaminage due au chargement monotone dans les composites stratifiés, pour incorporer les effets du chargement cyclique. Bien que les études existantes sur le comportement en fatigue des structures renforcées [18-20] aient indiqué les avantages des systèmes de renforcement en FRP tels que la fissuration retardée et les largeurs de fissure réduites, il y a encore un manque de compréhension sur la performance en fatigue du FRP-à-liaison béton, probablement du fait des difficultés de réalisation d'études expérimentales sur le comportement en fatigue de l'interface. Ko et Sato [21] ont étudié la relation contrainte-glissement de l'interface sous charge cyclique en utilisant des essais de double cisaillement. En effectuant un essai de double cisaillement à l'aide d'un montage d'essai amélioré, Yun [22] a démontré l'effet de différents systèmes d'ancrage sur le comportement en fatigue de la liaison FRP-béton ;

l'influence de l'amplitude de la charge et du nombre de cycles sur la performance de liaison a été examinée et discutée. Les résultats des tests ont montré la fiabilité de la configuration de test développée par eux et la meilleure performance en fatigue du système FRP à liaison hybride (HB-FRP) par rapport aux autres systèmes de renforcement FRP explorés. Ferrier et al. [23] ont étudié le comportement en fatigue de l'interface de liaison à l'aide d'un essai de cisaillement standard à double recouvrement. Les données expérimentales suggèrent une relation linéaire entre la résistance maximale de l'interface et le logarithme du nombre de cycles de charge (N). Carloni et al. [24,25] ont étudié les propriétés de la liaison FRP-béton à travers sept tests de cisaillement direct dans des conditions de fatigue et de chargement monotone, et ont constaté que le décollement se produisait pendant la fatigue, ce qui était lié à la plage de charge appliquée.

Il est à noter que dans la plupart des articles cités ci-dessus, que les auteurs ont étudié expérimentalement ou numériquement la réponse dynamique (Impact et Fatigue) des poutres en béton intactes avec ou sans armatures par des feuilles composites [2-12]. Seules des recherches limitées ont été établies pour étudier le comportement dynamique des poutres en béton pré-fissurées. Le présent travail est original car il est considéré parmi de très rares travaux qui ont étudié numériquement et expérimentalement le comportement dynamique des poutres en béton réparées avec des entailles intermédiaires initiales. Étant donné que le béton est utilisé principalement en compression et que sa relation contrainte-déformation sous charge de compression est d'un intérêt majeur, les échantillons de béton sont moulés et testés pour prédire la résistance à la compression après 28 jours, ce qui correspond à environ 80% de la résistance après un an. Après cela, des tests de chute de poids de poutres en béton simplement supportées ($70 * 70 * 280$) mm³, ont été évalués expérimentalement à différentes hauteurs pour prédire la capacité d'absorption d'énergie des poutres intactes, fissurées et modernisées. Les résultats des tests ont été comparés à des prédictions basées sur différents modèles de littérature. Numériquement, le logiciel ANSYS / Explicit Dynamic a été utilisé pour développer un modèle 3D d'éléments non linéaires finis pour analyser le champ de contraintes, les modes de rupture, les modèles de fissuration et les séquences de dommages dans la poutre en béton modernisée. Les résultats obtenus numériquement en termes de courbes charge-temps, déplacement de charge et énergie-temps ont été comparés à ceux donnés par nos tests expérimentaux et à ceux donnés par la littérature.

Par la suite, un modèle numérique simulant la charge de fatigue a été développé pour prédire la durée de vie des poutres en béton avec ou sans renforcement. Pour prédire le comportement mécanique sous la charge de fatigue et quantifier l'évolution des dommages, la boucle

d'hystérésis a été tracée. Pour estimer la durée de vie et la durabilité, les courbes de Wohler ont été représentées pour chaque application.

Bien entendu, le manuscrit est structuré sous forme de chapitres, liés bien entendu les uns aux autres, mais présentant en même temps chacun un aspect bien déterminé de la thématique générale qui concerne le renforcement ou la réparation des éléments structuraux en béton ou en béton armé par les matériaux composites. Pour atteindre cet objectif, le présent travail a été subdivisé en quatre grands chapitres avec une introduction et une conclusion générale.

Le premier chapitre présente les différentes techniques employées dans de renforcement ou de réparation des structures en béton armé. Il dévoile aussi quelques causes qui conduisent à un renfort structurel tout en présentant de différentes procédures de renforcement et de réparation des structures y compris celle de l'utilisation des polymères renforcés de fibres «PRF». Il met aussi en évidence l'intérêt des polymères renforcés de fibres «PRF» dans le domaine du bâtiment et des travaux publics.

Le deuxième chapitre a été concrétisé aux essais dynamiques. Il propose une large gamme d'essais à des hauteurs de sollicitation très différentes qui ont en commun le fait que le temps influe sur la réponse de l'éprouvette ou de la structure testée. Il est à noter que les effets temporels sont de nature inertiel quand ils sont liés à l'accélération induite par la vitesse chargement et visqueux quand il s'agit d'un comportement qui est dépendant de la vitesse de la déformation.

Le troisième chapitre a pour but de présenter un modèle d'éléments finis non linéaire pour analyser le champ de contraintes interfaciales, les modes de défaillance, les modes de fissuration et les séquences d'endommagement.

Le quatrième chapitre a été consacré à la simulation numérique du phénomène de fatigue et à l'analyse des résultats obtenus à l'issue de la phase de modélisation par ANSYS Workbench. Pour prédire le comportement mécanique sous la charge de fatigue, la boucle d'hystérésis et les courbes de Wöhler ont été représentées en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre renforcée.

Enfin, l'étude est clôturée par une conclusion générale qui englobe les principaux résultats et les futures recommandations.

Références

- [1] Iqbal M.A. V. Kumara, A.K. Mittal ,Experimental and numerical studies on the drop impact resistance of prestressed concrete plates ; International Journal of Impact Engineering 123 (2019) 98–117.
- [2] Wu M., Z. Chen, C. Zhang ; Determining the impact behavior of concrete beamsthroughexperimentaltesting and meso-scale simulation: I. Drop-weight tests, Engineering Fracture Mechanics 135 (2015) 94–112.
- [3]Zhan T., Z. Wang, J. Ning, Failurebehaviors of reinforcedconcretebeamssubjectedtohigh impact loading, Engineering FailureAnalysis 56 (2015) 233–243.
- [4] Othman H., H. Marzouk, An experimental investigation on the effect of steelreinforcement on impact response of reinforcedconcrete plates, International Journal of Impact Engineering 88 (2016) 12–21.
- [5] Liao W., M. Li, W. Zhang, Z. Tian, Experimentalstudies and numerical simulation of behavior of RC beamsretrofittedwith HSSWM-HPM under impact loading, Engineering Structures 149 (2017) 131–146.
- [6] Anil Ö., C. Durucan a, R. T. Erdem b, M. A. Yorgancilar , Experimental and numerical investigation of reinforcedconcretebeamswith variable materialpropertiesunder impact loading, Construction and Building Materials 125 (2016) 94–104.
- [7] Goldston M., A. Remennikov, M. Neaz Sheikh, Experimental investigation of the behaviour of concretebeamsreinforcedwith GFRP bars understatic and impact loading, Engineering Structures 113 (2016) 220–232.
- [8]Jin L., J. Xu, R. Zhang, X. Du, Numericalstudy on the impact performances of reinforcedconcretebeams: A mesoscopic simulation method, Engineering FailureAnalysis 80 (2017) 141–163.
- [9] Guo W., W. Fan, X. Shao, D. Shen, B. Chen , Constitutive model of ultra-high-performance fiber-reinforcedconcrete for low-velocity impact simulations, Composite Structures 185 (2018) 307–326.
- [10] Kumar V., M.A. Iqbal, A.K. Mittal, Experimental investigation of prestressed and reinforcedconcrete plates underfallingweightimpactor, Thin-Walled Structures 126 (2018) 106–116.
- [11] Zhao D., W. Yib, S.K. Kunnath, Numerical simulation and shearresistance of reinforcedconcretebeamsunder impact, Engineering Structures 166 (2018) 387–401.

- [12] Wang W., N. Chouw, Behaviour of CFRC beams strengthened by FRP laminates under static and impact loadings, *Construction and Building Materials* 155 (2017) 956–964
- [13] Qu Y., X. Li, X. Kong, W. Zhang, X. Wang, Numerical simulation on dynamic behavior of reinforced concrete beam with initial cracks subjected to air blast loading, *Engineering Structures* 128 (2016) 96–110.
- [14] Bede N., J. Ozbolt, A. Sharma, B. Irhan, Dynamic fracture of notched plain concrete beams: 3D finite element study, *International Journal of Impact Engineering* 77 (2015) 176–188.
- [15] P.P. Li, Q.L. Yu, Responses and post-impact properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete under pendulum impact, *Composite Structures* 208 (2019) 806–815.
- [16] Nguyen, O., Repetto, E.A., Ortiz, M., Radovitzky, R.A., 2001. A cohesive model of fatigue crack growth. *Int. J. Fract.* 110, 351–369.
- [17] Robinson, P., Galvanetto, U., Tumino, D., Bellucci, G., Violeau, D., 2005. Numerical simulation of fatigue-driven delamination using interface elements. *Int. J. Numer. Methods Eng.* 63, 1824–1848.
- [18] H.Y. Wang. Effect of temperature on fatigue performance of RC beams strengthened with CFL under random loads, South China University of Technology, China, 2014.
- [19] Y.J. Kim, P.J. Heffernan, Fatigue behavior of externally strengthened concrete beams with fiber-reinforced polymers: state of the SRT, *J. Compos. Constr.* 12 (3) (2008) 246–256.
- [20] J.F. Dong, Q.Y. Wang, Z.W. Guan, Structural behaviour of RC beams externally strengthened with FRP sheets under fatigue and monotonic loading, *Eng. Struct.* 41 (2012) 24–33.
- [21] Hunebum Ko, Yuich. Sato, Bond stress-slip relationship between FRP sheet and concrete under cyclic load, *J. Compos. Constr.* 11 (4) (2007) 419–426.
- [22] Y. Yun, Y.F. Wu, W.C. Tang, Performance of FRP systems under fatigue loading, *Eng. Struct.* 30 (11) (2008) 3129–3140.
- [23] E. Ferrier, D. Bigaud, J.C. Clément, P. Hamelin, Fatigue-loading effect on RC beams strengthened with externally bonded FRP, *Constr. Build. Mater.* 25 (2) (2011) 539–546.

- [24] C. Carloni, K.V. Subramaniam, M. Savoia, C. Mazzotti, Experimental determination of FRP–concrete cohesive interface properties under fatigue loading, *Compos. Struct.* 94 (2012) 1288–1296.
- [25] Christian Carloni, Kolluru V. Subramaniam, Investigation of sub-critical fatigue crack growth in FRP/concrete cohesive interface using digital image analysis, *Compos. B* 51 (2013) 35–43.

Chapitre I

État de l'art des sollicitations des structures en béton

I.1 Introduction

Le béton est le matériau le plus utilisé en construction civile. Les structures en béton armé sont exposées durant leurs durée de vie à des charges mécaniques d'exploitation de nature statique ou dynamique et autres agressions chimiques et effets thermiques, engendrant la dégradation de leurs propriétés mécanique suite à l'apparition de fissurations et le vieillissement de ces dernières, une réhabilitation de ces structures est nécessaire pour remédier à ce désordre structurel (dus par exemple, à une mauvaise conception, une mauvaise construction ou des changements dans les conditions limites : affouillement, glissement de terrain, ...etc. [24]) et ainsi amélioré les caractéristiques mécaniques des éléments qui les composent. La réhabilitation et la réparation des structures en béton armé est devenue un domaine très important de l'industrie du béton, la question reste toujours posée à savoir comment restaurer, réhabiliter et protéger ce patrimoine bâti en béton armé acquis durant ces dernières décennies (infrastructure routière, bâtiment, stationnement étagé, ...etc.) [1].

Les principales causes des grandes catastrophes et ruines de ces structures sont à effet accidentels (choc, séisme, explosion, etc.) ou par un phénomène de fatigue sous des chargements cycliques, qui peuvent engendrer d'importants dommages et même l'effondrement des constructions d'une part, et le phénomène d'agression chimiques et physico-chimiques comme la corrosion excessive des armatures d'autre part [2,3]. Cette partie bibliographie présente les méthodes les plus utilisées parmi les différentes techniques d'ajout de matière. Il s'agit principalement des techniques de renfort avec une incorporation de profiles métalliques et composite, ou bien une modification de la section structurelle et la plus récente utilise des matériaux composites en tant que renfort externe. [4].

I.2 Réhabilitations

Les structures en béton, sont susceptibles de se dégrader au cours du temps par des mécanismes d'endommagement très variés et d'autres structures ne peuvent plus répondre aux conditions d'utilisations qui ont évoluées au cours des années. La solution de démolition et de reconstruction étant généralement très coûteuses, différentes alternatives sont envisageables pour permettre d'augmenter ou tout simplement d'allonger la durée de vie de la structure. La réparation de surface, la protection du béton, la régénération des matériaux, l'ajout de force et l'ajout de matière, sont des solutions qui peuvent être adaptées à différents

niveaux selon l'importance des désordres structurels et tous simplement la voie la plus possible, est la réhabilitation [24].

La réhabilitation a pour avantage de limiter, voire, supprimer les pertes d'exploitation dues à la démolition et la reconstruction, on retient ainsi quatre raisons principales pour une éventuelle réhabilitation:

- ✓ La remise en conformité vis-à-vis des règlements en vigueur.
- ✓ Les dégradations et désordres que subissent les matériaux.
- ✓ Les changements de fonctionnalité.
- ✓ L'esthétique [3].

Selon le degré d'endommagement des structures, on peut classer la réhabilitation en trois catégories :

1. Réhabilitation légère

Elle concerne les bâtiments où la structure porteuse ne présente pas de faiblesse particulière. Elle consiste à une réorganisation des espaces ou à une amélioration du confort thermique et acoustique comme : Les enduits, le nettoyage et le remplacement de la menuiserie.



Figure I.1: Exemple de travaux a) de réorganisation des espaces b) d'amélioration du confort thermique et acoustique

2. Réhabilitation moyenne

Elle concerne les ouvrages et les immeubles qui demandent le renforcement des structures porteuses, l'amélioration de certain confort et le changement de certains équipements (par exemple, la réfection de l'électricité et des peintures, l'amélioration du confort acoustique, l'installation des pièces d'eau ou d'ascenseur, ...etc.).



Figure I.2: Exemple de travaux de réhabilitation moyenne

3. Réhabilitation lourde

Elle concerne les bâtiments et les ouvrages dont la structure porteuse sont sérieusement endommagés et l'état de dégradation est très avancé. Il s'agit dans ce cas de réparer et renforcer la structure ou de la remplacer [5].

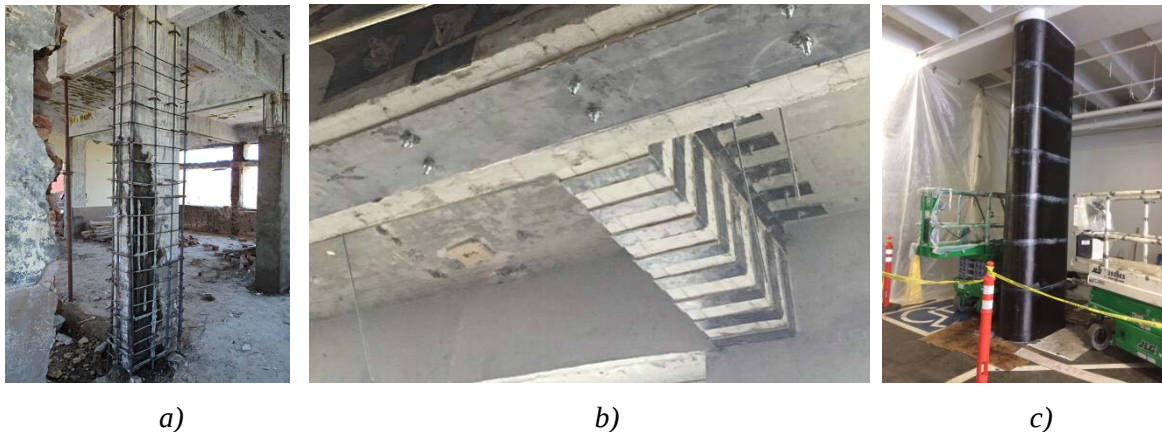


Figure I.3: Réhabilitation lourde exécutés sur différentes structures a) réparation et renforcement par augmentation de section, b) renforcement aux efforts tranchant par plaques en acier, c) réparation et renforcement par confinement de bandages en composite.

I.3 Réparation et renforcement des structures en béton

La réparation d'une structure en béton est une opération qui permet de restituer, par des travaux appropriés, les pertes en rigidité et en résistance, la baisse du niveau de service peut être due à la dégradation progressive des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de fatigue et surexploitation), les accidents et sinistres (incendies, choc, séisme, ...etc.). Par contre le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier (augmentation de la ductilité, de la résistance) d'une structure en béton pour une utilisation

dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante à d'éventuelles surcharges, un renforcement peut aussi être associé à une opération réparation.

[5]

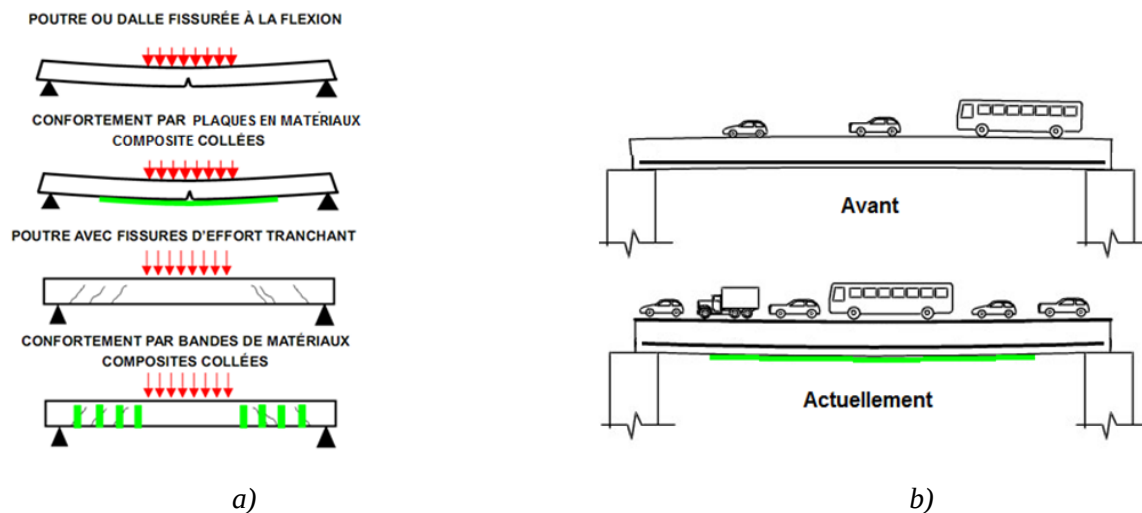


Figure I.4: Cas de figures de a) réparation et b) renforcement

I.3.1 Causes du renfort structurel

Les plus fréquentes causes qui conduisent à un renfort structurel sont à dénombrées selon le nombre de structures diagnostiquées, chaque cas est considéré comme un cas particulier.

1. *Accroissement des charges qui sollicitent la structure :*
 - ✓ Changement d'usage de la structure (bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial),
 - ✓ Augmentation du niveau d'activité dans la structure (anciens ponts soumis au trafic actuel),
 - ✓ Installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.
2. *Défauts dans le projet ou dans l'exécution :*
 - ✓ armature insuffisante ou mal placée,
 - ✓ mauvais matériaux,
 - ✓ dimensions insuffisantes des éléments structurels.
3. *Rénovation des structures anciennes :*
 - ✓ prise en compte de renforts par des sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres),

- ✓ connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception, ainsi que des limitations montrées par des structures calculées durant une époque où une période.
- ✓ vieillissement des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.



a)



b)

Figure I.5: Cas d'un pont a) avant et b) après la réhabilitation [27].

4. *Changement 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.

5. *Dégâts dans la structure :*

- ✓ corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton,
- ✓ impacts contre la structure,
- ✓ incendies.

6. *Nécessité d'améliorer les conditions en service :*

- ✓ diminuer les déformations et flèches,
- ✓ réduire l'intensité des contraintes sur les armatures,
- ✓ diminuer l'ouverture des fissures. [4]

I.4 Dégradations des ouvrages en béton armé

Le béton armé est le matériau de base le plus utilisé en génie civil depuis plus d'un siècle. Il peut se dégrader et perdre une partie de ses propriétés sous l'influence de multiples causes qui peuvent être liées à sa qualité de base ou à des sollicitations d'exploitation ou d'environnement. Des pathologies apparentes ou cachées peuvent survenir à tout moment du cycle de vie de la structure en béton. Afin de connaître leur nature, leur étendue et leur

évolution, un diagnostic est nécessaire pour la prise des décisions relatives à la maintenance de l'ouvrage concerné, plusieurs types de dégradations sont à signalées :

I.4.1 Dégradations d'origine chimique

I.4.1.1 Carbonatation

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel des matériaux. Elle conduit à la formation du carbonate de calcium par réaction chimique entre la portlandite (hydroxyde de calcium) et le gaz carbonique présent dans l'air. Le taux de présence du gaz carbonique varie en fonction du milieu où se trouve l'ouvrage. Lorsque la profondeur de la carbonatation atteint les armatures, le film de carbonatation disparaît et les armatures sont dépassivées, ainsi le diamètre des armatures diminue ce qui conduit à une diminution de la résistance. Cette carbonatation pourrait aussi conduire à la rouille qui est une matière expansive qui peut causer l'éclatement du béton.

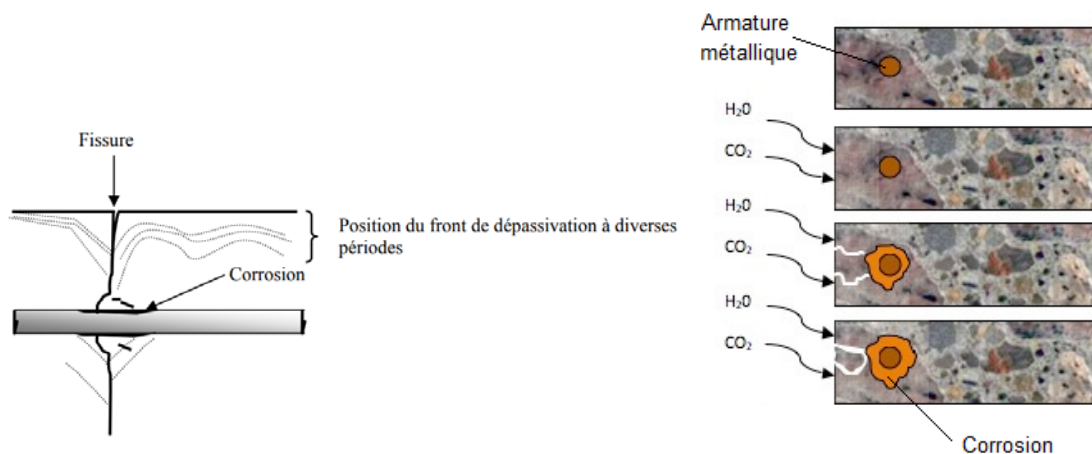


Figure I.6: Avancement du front de dé passivation en fonction du temps.[5]



Figure I.7 : Structures atteintes par la carbonatation [6].

I.4.1.2 Attaque des chlorures

L'attaque par les chlorures et la carbonatation sont les causes principales de la corrosion des armatures. Les chlorures se trouvent principalement dans l'eau de mer et l'eau de gâchage. Cette corrosion est due à un mécanisme similaire à celui de la carbonatation par pénétration des ions de chlore dans la matrice du béton.

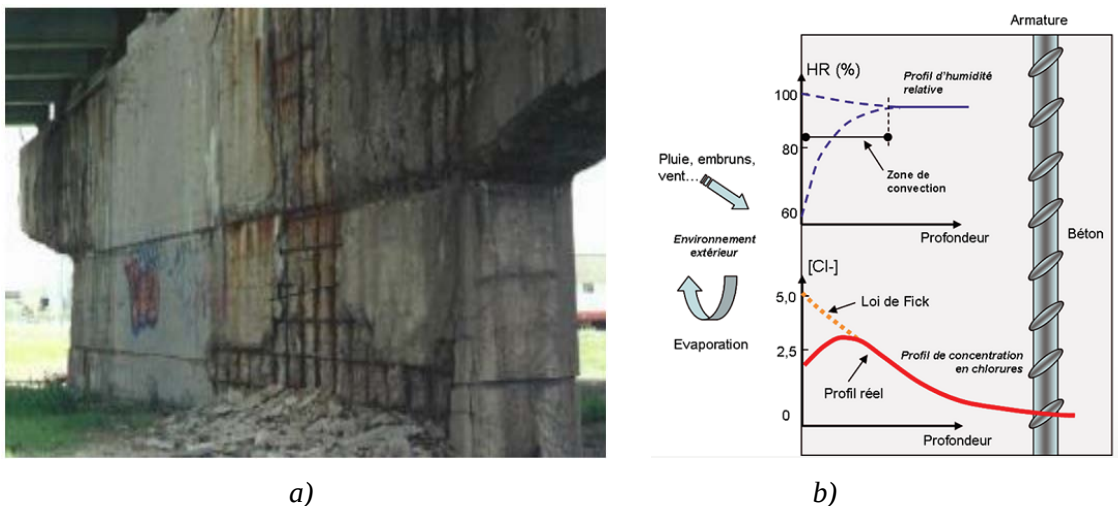


Figure I.8 : Illustration de la zone dégradée a) corrosion liée à des ruissellements d'eau chargée en sels, b) structure en béton armé soumise à des transferts hydriques et de Chlorures [25]

I.4.1.3 Attaque des sulfates

Les sulfates peuvent se rencontrer essentiellement dans les zones agricoles où on utilise les engrais et fertilisant du sel. Les sulfates peuvent aussi provenir des fumées et des résidus dégagés par les industries chimiques. En réaction avec la pâte de ciment, trois composés peuvent se former en fonction de la concentration en sulfates, du Ph et de la température : l'étrangéité, le gypse et la traumatise.



Figure I.9 : Mécanisme de l'attaque des sulfates sur le béton [6]

Les principales causes de la dégradation d'origine sulfatique peuvent être dus aux éléments externes au béton comme le sol, l'eau et l'atmosphère interne provoquée par la réaction entre les différents constituants du béton.

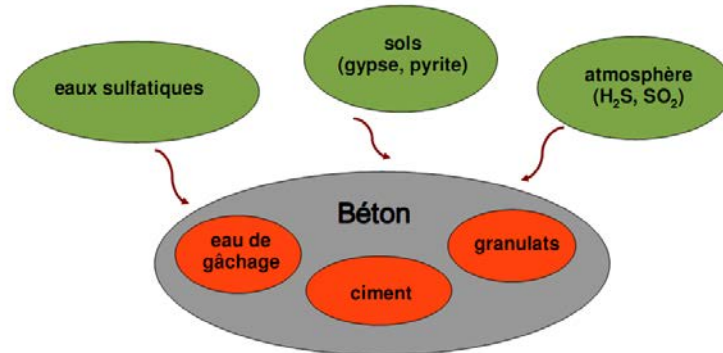


Figure I.10 : Agression chimique des bétons d'origine des sulfates [26].

I.4.1.4 Réaction d'alcalis – granulats

Une autre cause des dégradations chimiques est l'alcali-réaction. Ce phénomène peut se produire si les granulats sont réactifs. L'alcali-réaction regroupe toutes les réactions qui peuvent se produire entre les granulats du béton et les alcalins de la pâte du ciment hydraté. Les études ont montré que trois conditions doivent être simultanément remplies pour que ces réactions aient lieu :

- ✓ Le granulat doit être réactif.
- ✓ Un taux d'humidité relativement élevé compris entre 80 et 85%.
- ✓ Une grande concentration en alcalins.

La figure I.12 illustre les résultats des essais réalisés sur des carottes prélevées dans un ouvrage fortement atteint par alcali-réaction, les constatations faites tend à prouver que la contrainte s'oppose aux manifestations mécaniques de la réaction, mais qu'elle semble insuffisante pour bloquer la réaction chimique d'alcalis – granulats [28].

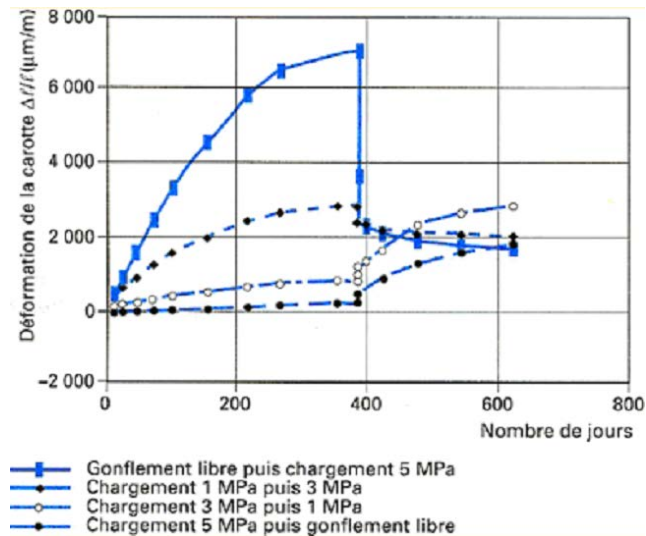


Figure I.11 : Influence des contraintes sur l'expansion d'éprouvettes en béton prélevées dans un ouvrage affecté par l'alcali-réaction [28].

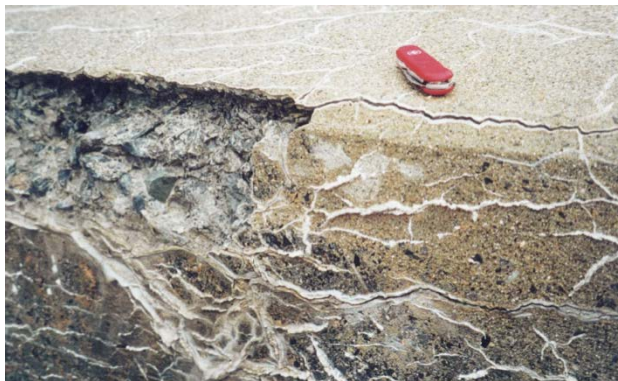


Figure I.12 : Exemple de béton dégradé par l'alcali-réaction (épaufrures)

I.4.1.5 Corrosion des armatures

Suite à certaines attaques chimiques le béton devient très vulnérable et ne protège pas assez les armatures qui conduisent à la corrosion de ces dernières. La dégradation causée par la corrosion est facile à détecter. La progression de ce phénomène dans le temps peut être représentée selon plusieurs modèles conceptuels de la corrosion qui ont été proposés par différents auteurs (Tuutti en 1982, Bamforth en 1997, François en 2009 et Otieno en 2011) dont l'un d'eux est représenté dans la figure I.7, où ce processus suit deux principales étapes :

- 1) Au départ, l'acier est stabilisé par la couche de passivation qui empêche la formation de rouille supplémentaire. Puis, durant la phase d'amorçage (incubation), les espèces néfastes vis-à-vis de la corrosion pénètrent dans le béton et l'acier se dé passivé alors progressivement. Ce dé passivation peut être engendré par de nombreux facteurs dont la carbonatation et la pénétration des lésions chlore.
- 2) Les oxydes et hydroxydes produits par des réactions d'oxydation à la surface du métal s'accumulent qui provoque une expansion du volume de l'acier de 3 à 4 fois son volume initial. La formation des résidus de l'oxydation qui adhèrent mal au métal et qui provoque dans le béton d'importantes contraintes de dilatation, dépassant la résistance de cohésion du béton, elle se manifeste par des fissures de l'enrobage de béton (point D) qui s'amorcent à partir de l'interface acier/béton. Dans cette phase, la section des armatures métalliques se trouve réduite (partiellement, localement ou en totalité) et la corrosion active amorce une modification des conditions physico-chimiques à l'interface acier/béton.

Pour remédier à ce problème, la plus part de professionnels du métier du béton font de sorte que la période d'amorçage (incubation) soit la plus longue possible. Pour cela, ils prévois des épaisseurs d'enrobage suffisantes et choisissent une formulation de béton qui permet de diminuer sa perméabilité à l'eau et aux gaz corrosifs.[22]

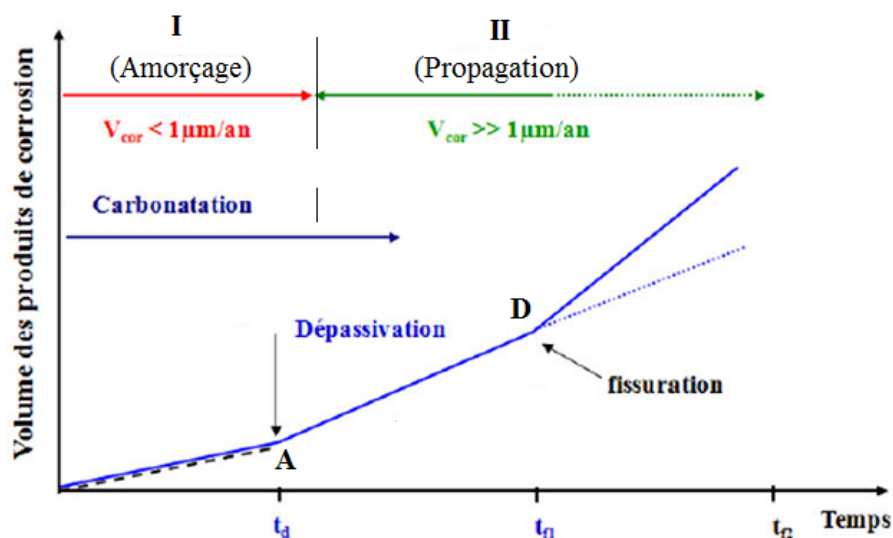


Figure I.13 : Cinétique de corrosion des armatures dans le béton selon le modèle de Tuuti.[22]



Figure I.14 : Influence de la corrosion des armatures. [6]

I.4.2 Dégradations d'origine mécanique

Un tassement de terrain se manifeste soit par un basculement soit par de graves désordres dans les éléments non structuraux et parfois dans la structure. Les causes des tassements sont multiples. On peut citer les remblais récents, la non homogénéité du sous-sol de fondations, l'emploi des fondations hétérogènes, les affouillements du sol sous les fondations et finalement la modification du volume de certains sols.

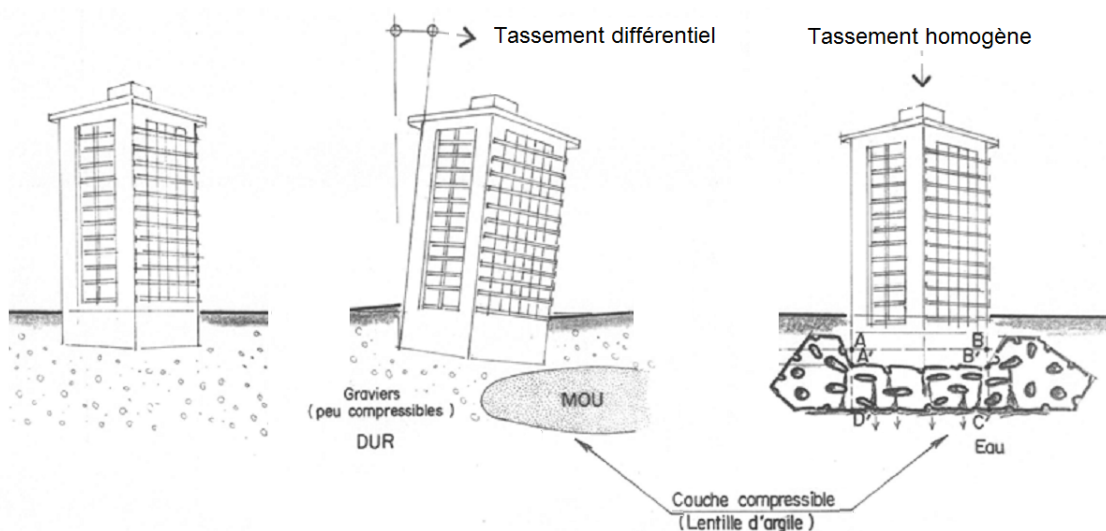


Figure I.15 : Modes de tassement observés en mécanique du sole.

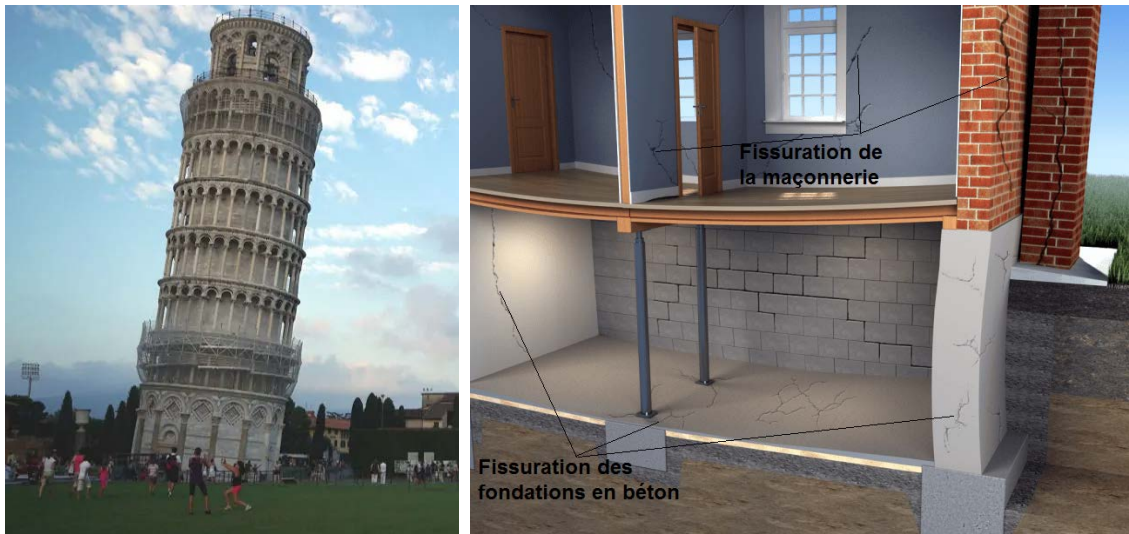


Figure I.16 : Conséquences des tassements de terrains sur les structures bâties.

Le béton est susceptible de s'épauférer quand il est soumis à des ondes de choc. Ceci est dû aux différentes vitesses de propagation des ondes dans les différents matériaux (les agrégats, le liant et les armatures). La plupart du temps, ce type d'erreurs résulte d'une insuffisance consécutive à des oublis ou à des impasses au niveau des études, parfois aussi d'un manque de coordination entre le bureau d'études et le chantier.

I.4.3 Dégradations d'origine physique

Le béton est un matériau qui à d'excellents performances en compression, et la connaissance de ses propriétés mécaniques est indispensable pour le dimensionnement des ouvrages. Assez souvent, beaucoup de professionnels du béton considèrent que la caractéristique essentielle du béton durci est sa résistance mécanique en compression à 28 jours. Les autres sont beaucoup plus faibles que celle en compression, comme la résistance à la traction et la flexion. Actuellement, il est aussi important de se soucier des autres caractéristiques telles que la résistance aux charge dynamique, perméabilité, gèle et dégèle, la porosité, retrait, etc. Afin optimiser les performances du béton sous l'ensemble des phénomènes physiques qui le sollicite et reconnaître le type et le degré de dégradations.

I.4.3.1 Les séismes

En surface, les séismes donnent des coups fatals aux structures bâties, comme ils peuvent dégrader ces derniers sans les détruire et produisent aussi des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. Les séismes sont les conséquences des mouvements entre les plaques tectoniques de l'écorce terrestre, provoquant en surface des vibrations du sol.



Figure I.17 : Désordres dus au séisme (conséquences du séisme de Boumrdes et El Asnam).

I.4.3.2 Le gèle et le dégel

Les bétons exposés aux conditions atmosphériques sévères (zones à climat très froid) subissent assez souvent au phénomène de gèle et dégel qui influe considérablement sur la durée de vie des structures en béton, c'est l'une des causes de leurs détériorations. L'eau absorbée par les pores à basse températures se gèle et donc augmente de volume générant ainsi des tensions à l'intérieur du béton qui provoquent des fissurations et écailllements du béton. Le volume d'air que renferme un bloc de béton est d'environ 1 à 2 %, teneur non suffisante pour faire face au volume d'eau qui gèle.



Figure I.18 : Désordres produit par le gèle et dégel du béton [30].

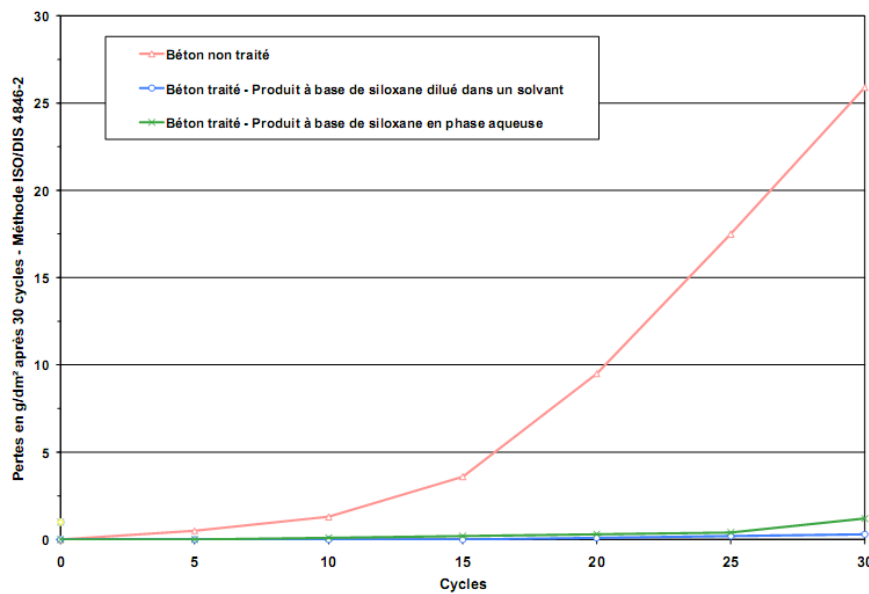


Figure I.19 : Influence du traitement du béton imprégné sur la résistance au gel en présence de sels de déverglaçage [30].

I.4.3.3 Le retrait

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui altère énormément la stabilité des structures en béton, il existe de façon systématique au sein de celle-ci. Il correspond à l'action de diminution de longueur d'un élément de béton du essentiellement au mouvement d'eau dans la matrice cimentaire. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage en béton est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle. [6], [7], [8]. On distingue 4 types de retrait [29]:

1. retrait plastique dû à la dessiccation de la pâte de ciment en début de prise ;
2. retrait par auto-dessiccation (endogène) au cours de l'hydratation ;
3. retrait thermique causé par les différences de température au cours de l'hydratation ;
4. retrait à long terme causé (séchage) par l'évaporation de l'eau contenue dans le béton.

I.4.3.4 L'abrasion

L'abrasion des surfaces de béton sont souvent soumises à certains types de chargement (freinage des véhicules, le lavage à forte pression, vent de sable, ...etc.) qui affecte la qualité et la résistance de celui-ci. Ce cas de chargement est décrit par l'essai d'abrasion. L'essai permet de déterminer la résistance à l'abrasion d'une surface horizontale d'un béton. Il est clair donc que le but est de vérifier surtout la résistance de la pâte du liant utilisé pour la fabrication du béton.

I.5 Amélioration et correction structurelle par FRP

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces pour accroître la résistance des éléments structuraux porteurs. Son application est relativement simple, très peu couteuse pour les utilisateurs des ouvrages renforcés et peu exigeante en main d'œuvre. Ainsi, elle représente une solution d'échange la plus souhaitable par rapport aux solutions classiques utilisées au par avant, en matière de réparation et renforcement des ouvrages existants en béton armé. Les caractéristiques non corrosives des fibres synthétiques et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce procédé une valeur sûre et économique à long terme. Les termes matériau composite renforcé de fibres définit un composite amélioré ou polymère renforcé de fibres (**PRF**). Les FRP sont généralement employés pour désigner les matériaux en fibres synthétiques telles que les fibres de verre, de carbone et d'aramide noyée dans une matrice (résine époxy ou vinylester). Les composites de fibres possèdent habituellement un rapport résistance-poids plus élevé que celui des matériaux de construction conventionnels tels que l'acier, et une excellente résistance à la corrosion.

Les lamelles en polymère renforcé de fibres collées à l'extérieur, ont été introduites en Allemagne et en Suisse vers le milieu des années 80 comme substituant au procédé de renforcement par tôles d'acier des poutres en béton [31]. Ce nouveau mode de réhabilitation est désormais privilégiée aux tôles en acier collées, car les lamelles sont plus faciles à maitre en œuvre et épousent tout sortes de formes et surfaces. Tandis que les tôles sont des matériaux plus appropriés aux surfaces plates et aux poutres.

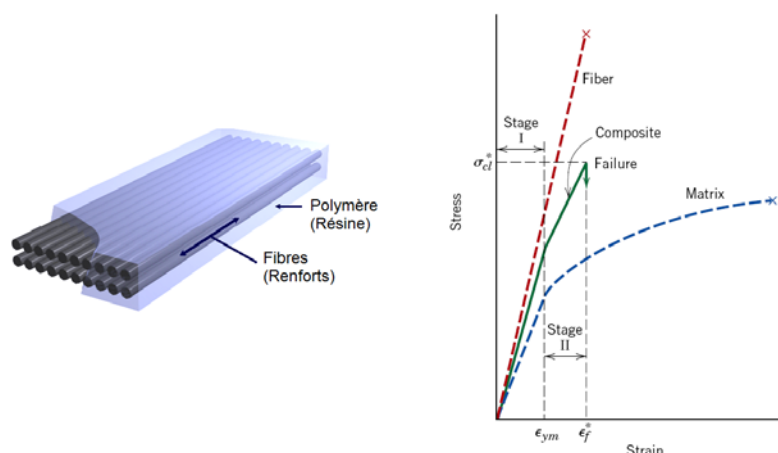


Figure I.20 : Polymère Renforcé de Fibres (**PRF** ou **FRP**) et courbe caractéristique contrainte/déformation.

Ces matériaux ont initialement été développés pour l'industrie aérospatiale et militaire. Le besoin et la demande des matériaux de construction efficaces et durables et sur la base des grands travaux de Meier et Kaiser (1991) [33], de mêmes que les premières applications sur chantiers, réalisés par les Laboratoires Fédéraux d'Essais sur les Matériaux en Suisse (EMPA), sur le renforcement des poutres en béton armé par des plaques de FRP collés par une résine d'époxy, effectués en 1987, ont fait que ces derniers ont été utilisé comme matériaux de constructions en génie civil.

I.6 Techniques de réhabilitation:

La réhabilitation du patrimoine bâties de la plus part des pays été considérée comme l'un des problèmes le plus important posé en ingénierie. D'après la littérature, il existe deux solutions possibles à leur réhabilitation: le renforcement des infrastructures intactes ou la réparation de sections partiellement endommagées. Les deux solutions sont utilisées pour augmenter leurs capacités de charge et leur résistance et rigidité ultimes (Figure I.21), en conséquent prolongé leurs durée de vie. Le choix entre ces deux alternatives dépend de nombreux facteurs (les coûts des matériaux et de la main-d'œuvre, la durée des réparations et la perturbation des autres installations, etc.). Avec le développement d'adhésifs structuraux puissants ces dernières années, les techniques de collage de plaques en composites FRP sont désormais reconnues comme une méthode efficace, pratique et économique pour améliorer les performances des éléments structuraux en béton armé. Le collage structurel en surface pour le renforcement et/ou la réparation des structures en béton armé offre des avantages substantiels par rapport à la liaison mécanique, sans augmentation ou changement significative du poids et de forme de la structure, donnant une distribution de contraintes plus uniformes qui sera traduite par une réduction des coûts de maintenance [9].

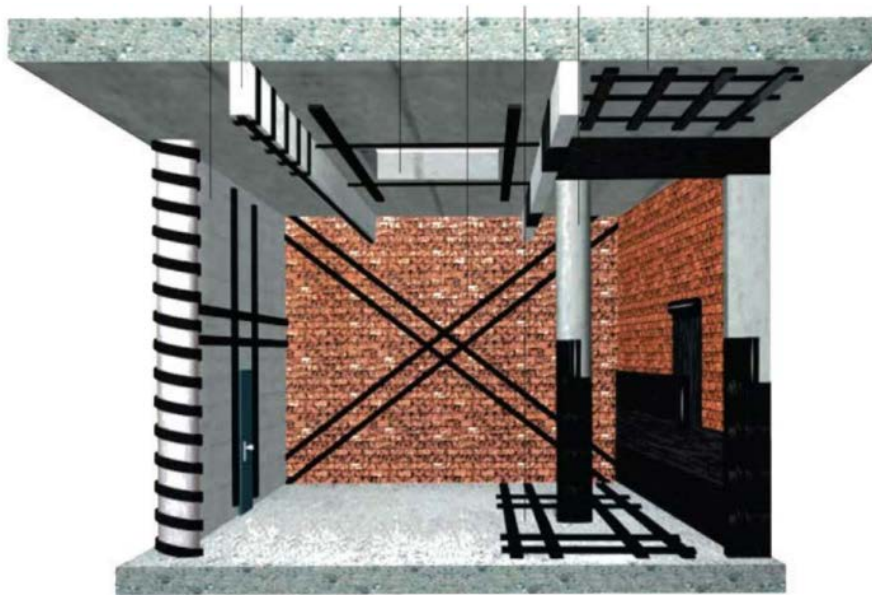


Figure I.21 : Renforcement d'éléments structuraux par collage externe de FRP [12].

Les plaques en matériaux composites collées acquièrent aussi une importance croissante dans le domaine de la réhabilitation des structures. Elle s'avère notamment intéressante pour le renforcement et la réparation des structures en béton, en charpente ou en maçonnerie. Cependant hormis les avantages qu'elle procure, la technique de réhabilitation par matériaux composites, engendre une diminution dans la ductilité des éléments renforcés en flexion et sans confinement notable. Sachant que la ductilité est une aptitude à désirer dans les structures en béton [10]. Bien que l'installation du système de réhabilitation par matériaux composites varie d'un fabricant ou d'un intervenant à l'autre, le processus passe généralement par les étapes suivantes [32].

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer et/ou réparer.
2. Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxy et de mortier à base de résine époxy.
3. Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
4. Appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des tissus de fibres.
5. Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. Appliquer les tissus de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les tissus auront bien durci, généralement au bout d'une heure.

- A. Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées [4].

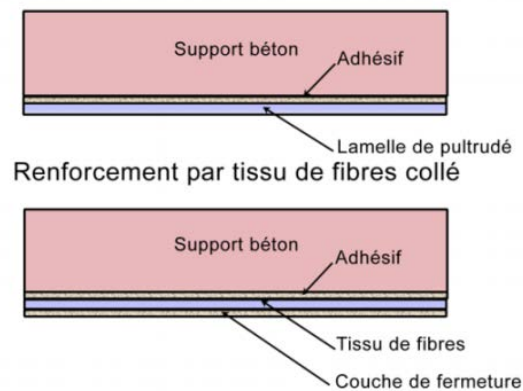


Figure I.22 : Mode de renforcement par collage de lamelle pré-imprégnées et tissu en fibre synthétique [14].

Cette approche utilise des matériaux à propriétés différentes de celles du substrat d'origine en béton, tels que les plaques en acier ou en matériau composite (Figure I.23), dont l'impact de la masse est négligeable sur la structure. La principale problématique de ces méthodes de réhabilitation réside dans la difficulté de les dimensionner et d'en prédire l'impact sur le comportement dynamique de la construction [12]. Toutefois cette technique et au cours de la pose ne permet que difficilement de maîtriser l'épaisseur de la colle. [13].



Figure I.23 : Renforcement par collage externe de lamelles pré-imprégnées à fibres de carbone [13]



a) Renforcement d'un poteau



b) Renforcement d'une poutre

Figure I.24 : Renforcement par stratification au contact de tissu en fibre de carbone [13]

I.6.1 Renforcement en flexion

Le domaine du génie civil est actuellement peu consommateur de matériaux composites comparativement à d'autres secteurs tels que l'industrie de l'automobile et de l'aérospatiale. Cependant, il existe de réelles perspectives quant à leur utilisation structurelle pour la réhabilitation des constructions civiles et industrielles. Les éléments de structures en génie civil telle que les poutres ou les dalles renforcées et sollicitées en flexion. Dans ces conditions, le renfort est très soumis en traction et afin d'optimiser ce procédé, le matériau du renfort doit présenter à la fois un haut module de Young E et une haute résistance à la rupture (σ_{rf}), dont le comportement globale de la structure renforcée est la somme des contributions du béton et du composite FRP. Cette nouvelle technique innovation a suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs pour connaître les différents aspects du comportement de ce dernier collé à un élément de structure en vu de le renforcer ou de le réparer. Un grand nombre de travaux



Figure I.25 : Consolidation de poutre et dalle par GFRP [13]

ont vus le jour sur les structures renforcées en développant différentes approches analytiques, expérimentales et numériques (Kachlakev et McCurry ; Parvin et Granata en 2000, Teng et al. ; Alampalli en 2002, Nassif et Najm ; Hag-elsafi en 2003, Hwang et Yun en 2004, etc.).

La technique de renforcement et/ou réparation vis à vis des sollicitations en flexion d'une poutre en béton armé en utilisant les matériaux composites FRP est généralement réalisé par collage externe des lamelles pré-imprégnées ou stratification par tissu sur le substrat concerné (Figure I.26). Avant de coller le renfort en FRP, la partie réceptrice de celui-ci doit être bien préparé. Le but de la préparation de la surface imprégnation de la colle est d'enlever la couche faible de la surface du béton et d'exposer la totalité du béton pour améliorer l'adhérence entre les différents constituants béton/colle/FRP, et de fournir une répartition uniforme de l'adhésif (Steiner 1996, Teng 2002).

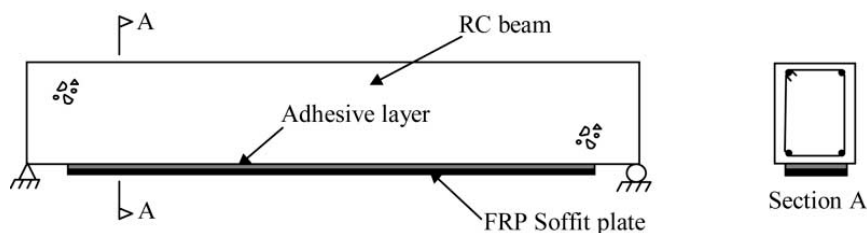
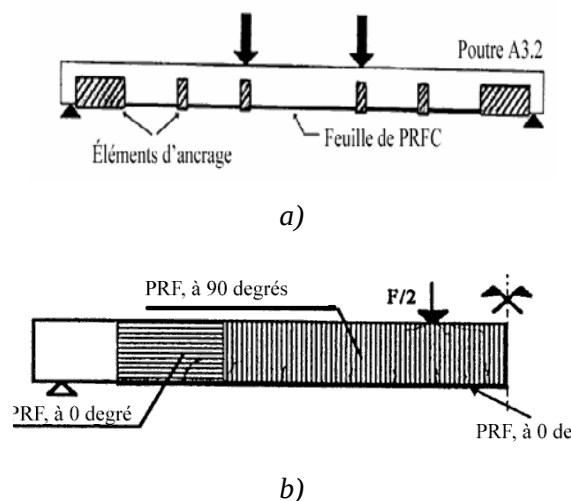


Figure I.26: Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF (Smith et Teng 2002)[4]

Dans d'autres cas, quelques préparations particulières de la surface de liaison peuvent être nécessaires où Il y a plusieurs variantes de la procédure de base. Ceux-ci incluent la précontrainte de la plaque, et la prévision d'ancrages tel que les bandes en U aux fins de la plaque pour réduire le risque de décollement comme le montre la figure I.22 (Arduini et Nanni 1997, Spadea 1998, Mukhopadhyaya 1998, Teng 2003).[7]



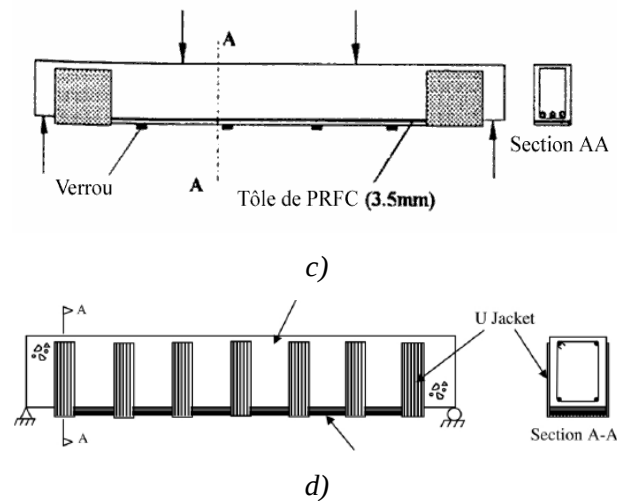


Figure I.27 : Types d'ancrages en réhabilitation par FRP a) ancrage avec des chemises en U et des bandes en acier (Spadea 1998), b) ancrage avec des tissus en FRP enroulés des trois côtés (Arduini et Nanni 1997), c) ancrage avec des bandes en U et des verrous en acier (Mukhopadhyaya 1998) et d) ancrage par des bandes en FRP en forme de U (Teng 2003)

La Figure I.28 montre des courbes typiques de charge-flèche à mi travée pour des poutres simplement appuyées renforcées par des lamelles en FRP chargées en flexion. Comparée à la poutre témoin, la poutre avec renfort en FRP a enregistré un gain de force de 76%, mais avec une réduction de ductilité. Le gain de la capacité portante et la réduction de la ductilité sont les deux conséquences principales du renforcement des poutres par matériaux composite FRP [4].

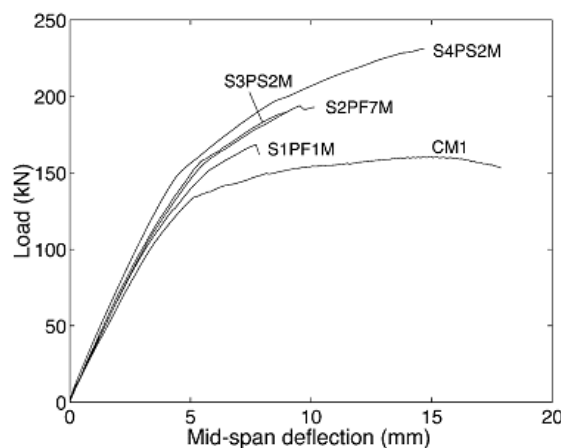


Figure I.28 : Influence du renforcement sur le comportement des poutres renforcées en FRP sous chargement monotone [31].

I.7 Dynamique des éléments structuraux sous impact

Les charges dynamiques peuvent être définies comme une application brève d'une force impulsive (chargement impulsif), à un volume de structure. Le point fondamental de ce type de chargement est que le temps caractéristique de la variation du chargement τ est très faible devant la période propre de vibration T de la structure (Tableau I.1). L'action de mise en charge intense avec une durée de maintien de l'effort très brève peut être désignée de manière générique par charge impulsive, englobant ainsi les impacts, les explosions et les séismes [1]. F. Tout le monde [33] a aussi regroupé et classé les différentes sollicitations dynamiques dans une abaque selon des domaines bien précis tels que les impacts de véhicules, des navires, les impacts de type militaire, les explosions, les chutes d'avions, les chutes de blocs rocheux (Figure I.29).

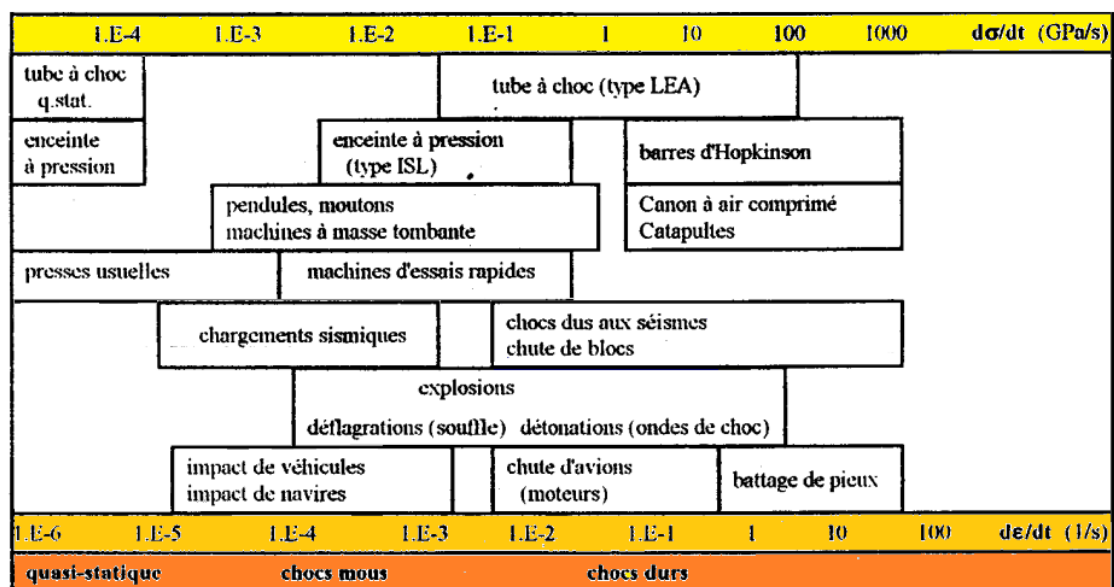


Figure I.29 : Classification des sollicitations dynamiques et moyens d'essais associés[33]et[34]

Les effets de l'impact et l'analyse du phénomène sont largement établies dans de nombreux travaux de recherches [35] - [39]. Certains auteurs imposent la connaissance des forces en action et des propriétés du matériau s'avèrent difficiles pour prévoir des solutions à des problèmes particuliers et d'autres l'impliquent comme une partie du problème et suggèrent sa détermination au même niveau que les contraintes résultantes, la flèche, la déformation ...etc. La difficulté de mesurer ces actions mécaniques pendant le choc lui-même, a conduit les spécialistes à examiner de manière spécifique ces phénomènes de chocs et à les classer tout d'abord en fonction de ce qu'il était possible d'observer, à savoir l'état avant le choc, et après le choc : vitesse initiale, rigidité, rebond, écrasement des corps, le fait

qu'un des deux corps pénètre ou traverse l'autre. Les résultats de l'impact peuvent être complètement élastiques avec une partie d'énergie dissipée comme chaleur, son...etc.

Tableau I.1 : Classification des chargements [2].

Classification du chargement	τ/T	type de chargement
Quasi-statique	> 4	tests conventionnels
Quasi- impact	~ 1	chargements transitoires
Impulsive	< 0.25	énergie cinétique, souffle
Chocs durs	$< 10^{-6}$	explosions puissantes

Les infrastructures civile sont partout dans notre environnement et sont l'épine dorsale de notre société, elles ont un impact important sur notre vie personnel et économique. Il est essentiel de concevoir des éléments de structures plus résistantes dans des cas de charge extrêmes (impact) qu'il s'agisse de collisions accidentelles avec des véhicules, de débris d'événements météorologiques extrêmes ou d'attaques malveillantes (Figure I.30 et I.31).

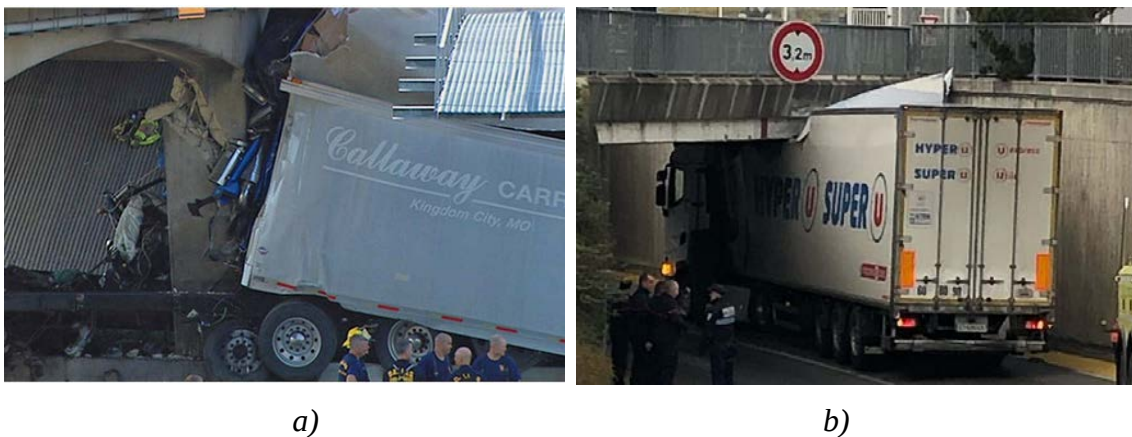


Figure I.30 : Situations de collision de véhicules avec des ouvrages d'arts a) poteau d'un pont et b) poutre d'une passerelle en béton armé.

Dans cette section, on va présenter quelques approches pour l'analyse du processus d'impact où l'étude bibliographique a conduit que l'analyse de ce processus peut être résolu comme tous autre phénomène mécanique soit par une approche expérimentale, numérique ou fondamentale (analytique), comme on peut aborder ce problème soit par son aspect élastique linéaire ou inélastique non linéaire. Des modèles mécaniques simplifiés ont été développés pour utiliser et prédire la réponse d'une structure soumise à un choc, dont le but de réduire le

problème à une forme mathématique simple, en déduisant l'équation du mouvement de la structure, les déformations au point de contact et la dynamique de l'impacteur.



Figure I.31 : Situations de démolition par impact d'une structure en béton armé.

I.7.1 Modèles linéaires

Dans un choc, l'aspect linéaire est observé lorsque deux objets qui se rencontrent rebondissent sans subir de déformation et plus les corps sont durs, moins il y a déformation et moins il y a perte d'énergie cinétique. On dit qu'une collision est élastique quand la somme des énergies cinétiques des deux objets reste constante, c'est à dire quand l'énergie cinétique est globalement conservée à elle seule. Ainsi, la conservation de la quantité de mouvement et celle de l'énergie cinétique est vérifiée. Les modèles linéaires les plus couramment utilisés pour décrire ce type d'impact sont présentés ci-dessous.

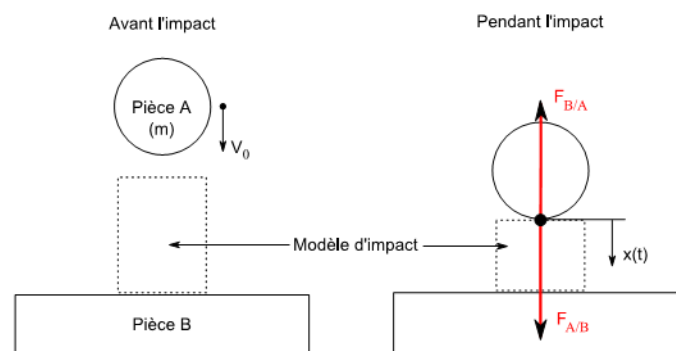


Figure I.32 : Schéma global pour la modélisation de l'impact

L'ensemble de ces modèles sont composés de raideurs et d'amortisseurs linéaires. La solution analytique de l'équation de mouvement pour chaque modèle sera mise en évidence.

L'ensemble des modèles analytiques proposés traduisent un contact entre deux corps, A et B (Figure I.32).

I.7.1.1 Modèle d'impact avec une raideur

Ce premier modèle d'impact est composé uniquement d'une raideur k . (figure I.33). Lors de l'impact, la mise en équation de ce modèle amène à résoudre l'équation (I.1) et pendant la phase d'impact, la force extérieure a pour forme

$$F_{A/B} = m\ddot{x}$$

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (\text{I.1})$$

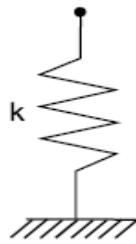


Figure I.33 : Modèle d'impact avec une raideur

La solution analytique liée à cette modélisation est donnée par l'équation I.2, à des conditions initiales bien établies :

à

$$\begin{cases} x(0) = 0 \\ \dot{x}(0) = v_0 \\ \ddot{x}(0) = 0 \end{cases}$$

$$x(t) = -\frac{v_0}{\omega_0} \sin(\omega_0 t) \quad (\text{I.2})$$

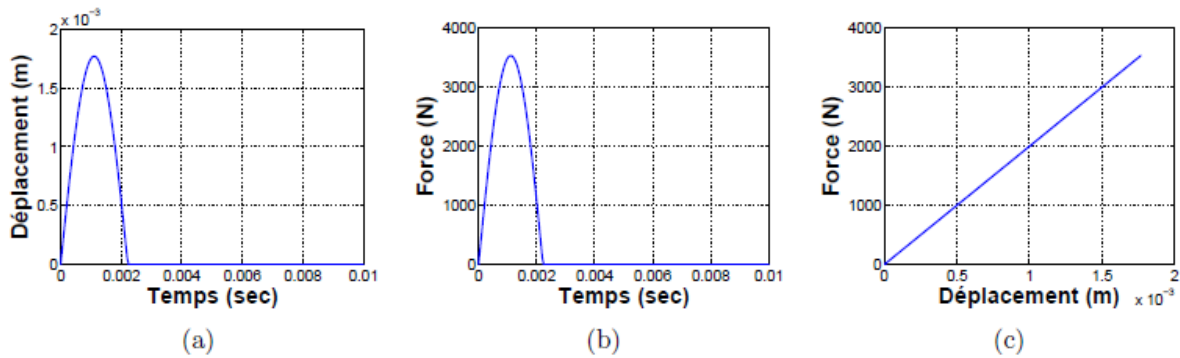


Figure I.34 : Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement.

I.7.1.2 Modèle de Kelvin-Voigt

Le modèle développé par Kelvin-Voigt se compose d'une raideur et d'un amortisseur en parallèle (Figure I.35). Pour un effort F du type $m\ddot{x}$ et l'équation de mouvement régissant le mouvement de ce système est de la forme :

$$m\ddot{x} + m\dot{x} + Kx = 0 \quad (I.3)$$

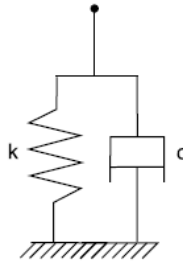


Figure I.35 : Modèle de Kevin-Voigt

L'équation précédente peut se réécrire sous la forme et admet comme solution analytique la relation (I.5)

$$\ddot{x} + 2\alpha\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = 0 \quad (I.4)$$

avec

v_0 : la vitesse d'impact ;

ω_0 : la pulsation propre du système.

$$x(t) = e^{-\alpha\omega_0 t} \frac{v_0}{\omega_0\sqrt{1-\alpha^2}} \sin(\omega_0\sqrt{1-\alpha^2}t) \quad (I.5)$$

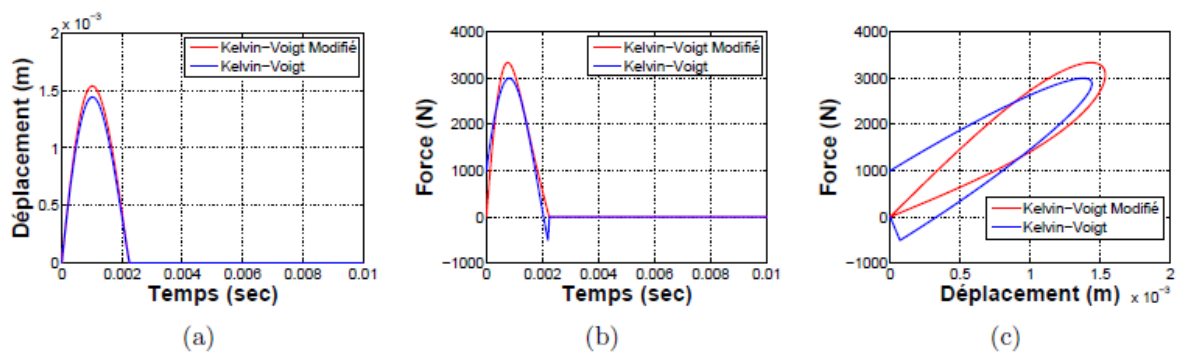


Figure I.36 : Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Kelvin-Voigt.

I.7.1.3 Modèle de Maxwell

Le modèle de Maxwell est un modèle composé d'une raideur et d'un amortisseur en série (Figure I.36) qui a pour relation l'équation (I.6).

$$\dot{x} = \frac{\dot{F}}{K} + \frac{F}{c} \quad (I.6)$$

Pour un effort du type $F = m\ddot{x}$, l'équation de mouvement affectée à ce modèle s'écrit alors

$$\ddot{x} + \frac{k}{c}\dot{x} + \frac{k}{m}x = 0 \quad (I.7)$$

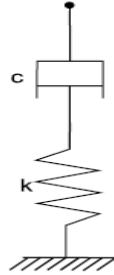


Figure I.37. : Modèle de Maxwell

En considérant que $v = 1/(4\alpha)$ alors l'équation de mouvement devient

$$\ddot{x} + 2v\omega\dot{x} + \omega^2x = 0 \quad (I.8)$$

La solution de l'équation (I.8) peut alors se déterminer à des conditions initiales bien établies.

$$x(t) = \frac{2v\vartheta_0}{\omega_0} + e^{-v\omega_0 t} + \left(\frac{v_0(1-2v^2)}{\omega_0\sqrt{1-v^2}} \sin(\omega_0\sqrt{1-v^2}t) - \frac{2v\vartheta_0}{\omega_0} \cos(\omega_0\sqrt{1-v^2}t) \right) \quad (I.9)$$

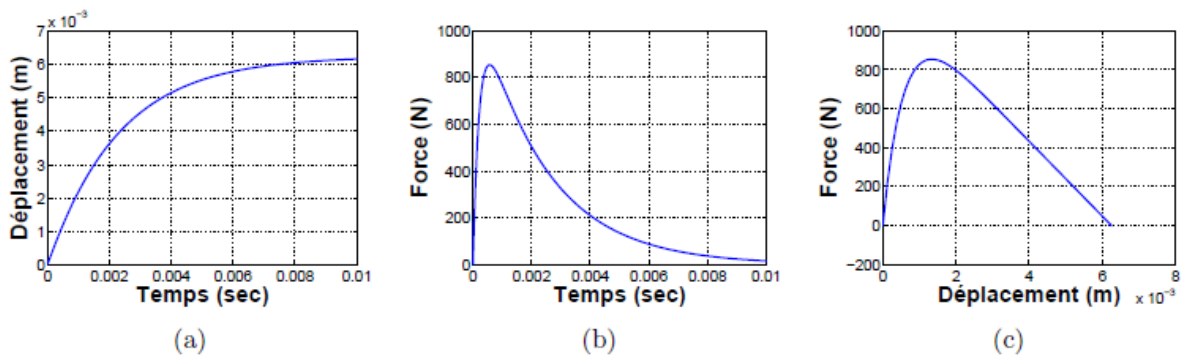


Figure I.38 : Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Maxwell.

La force d'impact est bien représentative de ce modèle. Mais l'évolution du déplacement est incohérente, car le système ne revient pas à son état d'équilibre.

I.7.1.4 Modèle de Zener

Le modèle de Zener est une combinaison des modèles de Kelvin-Voigt et de Maxwell. Le modèle proposé est représenté dans la figure I.38. La mise en équation de ce modèle nous engage résoudre l'équation (I.10)

$$cm\ddot{x} + m(k_1 + k_2)\dot{x} + k_2 + c\dot{x} + k_1k_2x = 0 \quad (\text{I.10})$$

L'équation (I.10) n'a pas de solution analytique sa résolution ne peut être que numérique à l'aide du schéma de résolution de Range-Kutta d'ordre 4.

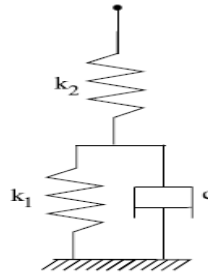


Figure I.39 : Modèle de Zener

Il est à noter que, la plupart du modèle linéaire, ne reproduit pas intégralement la physique du phénomène d'impact, et de la validation avec l'approche expérimentale sont bien souvent nécessaires. Pour décrire plus fidèlement le phénomène d'impact, il est judicieux d'utiliser des modèles non linéaires.

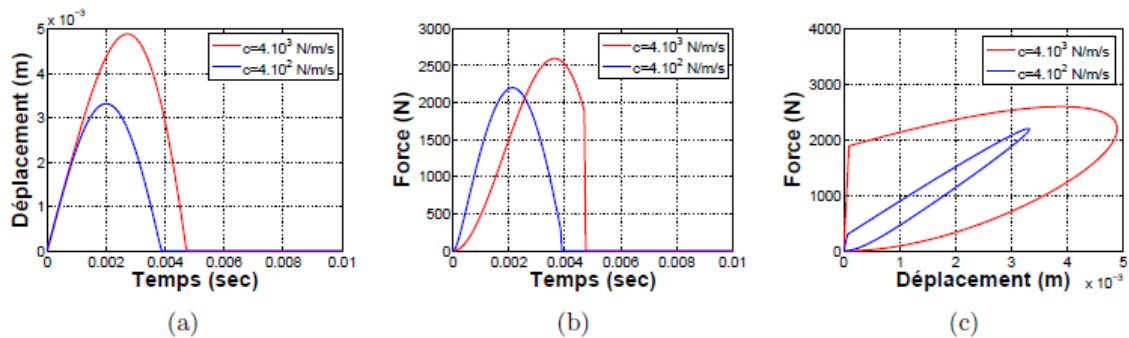


Figure I.40 : Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Zener

I.7.2 Modèles non-linéaires

Les modèles non-linéaires sont de la même forme que les modèles linéaires, ces modèles utilisent des raideurs ou des amortisseurs non-linéaires. L'utilisation de ces modèles permet de reproduire finement la physique mise en jeu. De manière générale, une modélisation à grandeurs non-linéaires est difficile à résoudre analytiquement, l'emploi de l'outil informatique est donc indispensable.

I.7.2 .1 Modèle d'Hertz

Le modèle d'Hertz est le plus connu des modèles non-linéaires appliqué à l'impact. Ce modèle permet de prendre en compte une raideur non linéaire comme raideur de contact. Ainsi nous n'avons plus

$$F_{A/B} = kx \quad (\text{I. 11. a})$$

Mais une relation du type

$$F_{B/A} = k x^{3/2} \quad (\text{I. 11. b})$$

L'équation de mouvement pour ce type de modèle est de la forme suivante :

$$m\ddot{x} + kx^{3/2} = 0 \quad (\text{I. 12. a})$$

Le modèle de Hertz est souvent associé à un amortisseur monté en parallèle. Ce modèle amorti revient à considérer un modèle de Kelvin-Voigt avec une raideur non-linéaire. L'équation de mouvement (I.11) peut être réécrite sous la forme:

$$m\ddot{x} + kx^{3/2} + c\dot{x} = 0 \quad (\text{I. 12. b})$$

Le modèle d'Hertz modifié est proposé par S. Polukoshko, dont l'équation de mouvement à résoudre devient :

$$m\ddot{x} + c_1^{1/2}\dot{x} + kx^{3/2} = 0 \quad (\text{I. 13})$$

La réponse du système dépend de la vitesse d'impact, comme le montre la figure I.41.

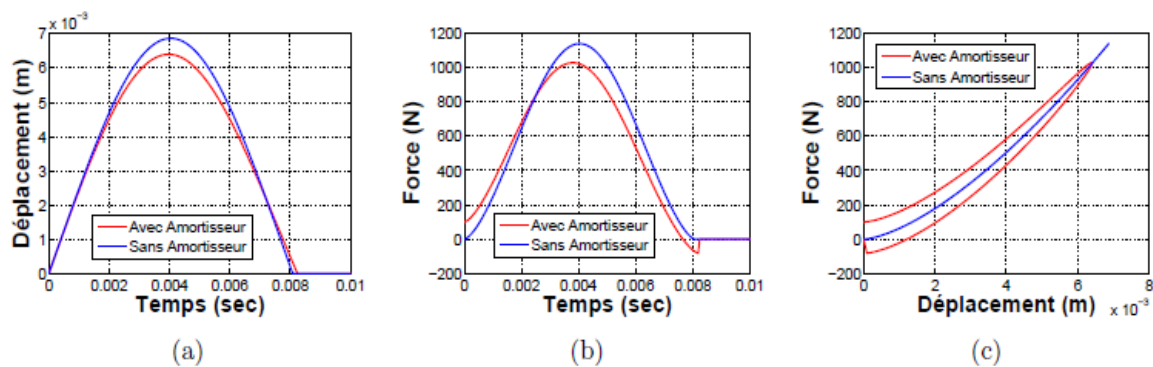


Figure I.41 : Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Hertz.

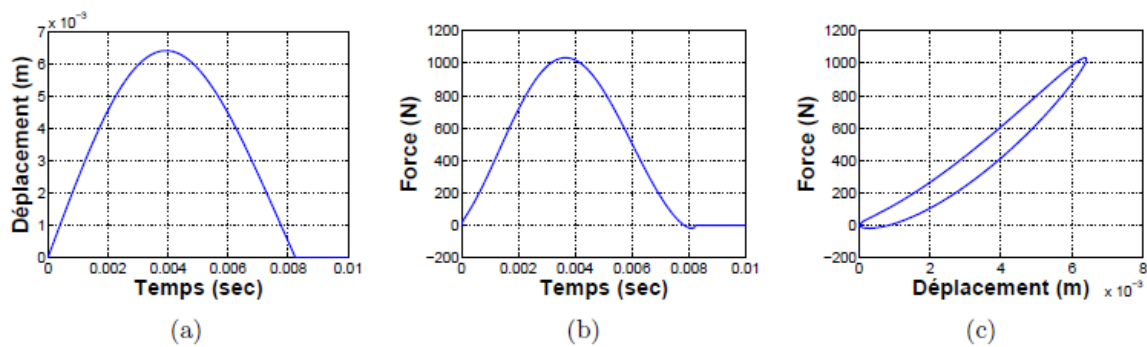


Figure I.42 : Évolution a) du déplacement, b) de la force en fonction du temps et c) loi effort déplacement pour le modèle de Hertz modifié.

I.7.2.2 Modèle de Hunt-Grossley

Le modèle de Hunt-Grossley est une généralisation du modèle d'Hertz. Ce modèle non-linéaire peut être traduit par l'équation (I.14) :

$$m\ddot{x} + kx^n + \lambda x^n \dot{x} = 0 \quad (\text{I.14})$$

Avec

n et λ des paramètres du modèle.

Cette équation se résout numériquement en utilisant un schéma de résolution de Runge-Kutta d'ordre 4. Les résultats représentés dans la figure I.43 sont cohérents avec la physique. Cependant, la prise en compte d'un amortissement non-linéaire nécessite une validation par une approche expérimentale. Les structures A et B seront donc considérées comme des corps rigides.

Chute

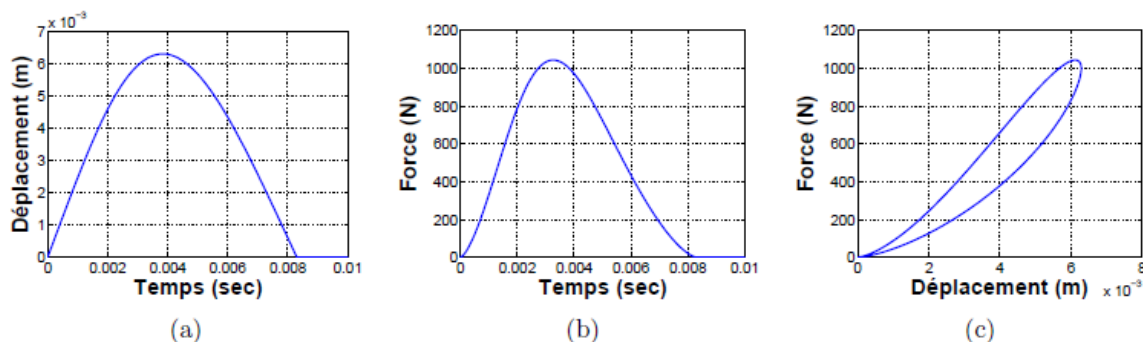


Figure I.43 : Évolution (a) du déplacement et (b) de la force en fonction du temps, et (c) loi effort déplacement pour le modèle de Hunt-Grossley.

I.7.3 Sollicitations dues aux chocs et impacts

Concevoir des structures qui résistent à des charges d'impact soudaines est un problème décisif du fait que la réponse à ce type de sollicitations des structures en béton armé est un phénomène très complexe pour l'ingénierie [40–42]. De nombreux chercheurs et concepteurs [41,43–42] ont étudié le comportement et la caractérisation de la réponse des structures en béton armé sous des charges extrêmes dues aux chocs ou aux impacts. Les poutres en béton peuvent se rompre catastrophiquement en mode de cisaillement sous des impacts avec une réponse d'adoucissement brusque.

Le comportement en cisaillement des poutres en béton armé est plus sensible aux vitesses de déformation induites par l'impact que le comportement en flexion [33, 34,43]. Une déformation plastique excessive des armatures sous des charges d'impact entraîne des déplacements résiduels permanents et des endommagements localisés, ce qui entraîne une perte d'aptitude au service et de stabilité [43]. La réponse fragile induite par l'impact peut être améliorée par des matériaux à haute résistance et super-élastiques pour récupérer les déplacements après l'impact. De telles caractéristiques peuvent redistribuer et reformer les fissures, ce qui conduit à une réponse d'écrouissage ductile de l'élément. Dans le cas de chocs comme des explosions, les sollicitations appliquées à l'ouvrage dépendent de très nombreux paramètres. Ainsi, pour les chocs, la force d'impact dépend de la géométrie des deux corps impactant, de leur raideur, de leur masse, de leur vitesse initiale, etc.

I.7.3.1 Effort d'impact

Contact élastique :

De nombreuses équations de la de l'effort de contact, ont été établies dans la littérature. La relation la plus classique utilisée est dérivée de la théorie du contact élastique de Hertz. Pour le contact entre une sphère et un plan, des hypothèses sont à vérifier à la fois celles de l'élasticité et de la quasi-staticité, de l'impacteur et l'impacté :

- la collision se réalise sans dissipation d'énergie;
- les surfaces sont parfaitement lisses (continues) ;
- les dimensions de l'aire de contact est très petite par rapport aux dimensions de chaque corps;
- les corps sont considérés comme un milieu semi-infini à petites déformations.

H. Hertz [44] a remarqué que les limites du domaine de contact est elliptique, quelle que soit la géométrie initiale des corps. Donnant ainsi l'expression de la force de contact F en fonction de la profondeur d'interpénétration δ (figure I.43) selon l'équation (I.15) [34,35].

$$F = K \delta^{2/3} \quad (\text{I. 15})$$

Avec

R : rayon de la sphère.

$$K = \frac{4\sqrt{R}}{3} \cdot \left(\frac{1-\nu_s^2}{E_s} + \frac{1-\nu_p^2}{E_p} \right)^{-1} \quad (\text{I. 16})$$

E_s, E_p : modules d'Young de la sphère et du plan ;

ν_s, ν_p : coefficients de Poisson de la sphère et du plan.

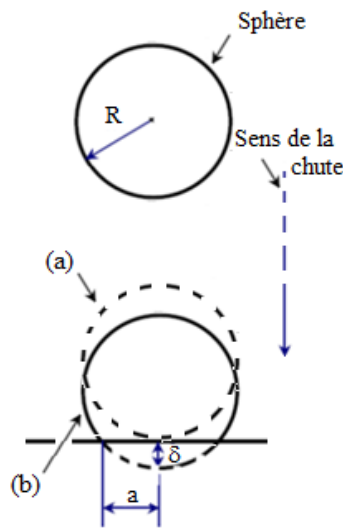


Figure I.44: Chut d'une sphère surs un plan indéformable sans et avec interpénétration.

La force maximale de contact F_{max} au cours de l'impact entre une sphère avec un plan immobile est déterminée selon le relation (I.17) [42] :

Avec

m : masse de la sphère;

V_{imp} : vitesse d'impacte.

$$F_{max} = \left(\frac{5m}{4} \right)^{3/5} \cdot K^{2/5} \cdot V_{imp}^{6/5} \quad (\text{I. 17})$$

Cette théorie est bien adaptée pour des chocs élastiques tant que d'importantes déformations plastiques n'apparaissent pas. Or, lors d'un impact sur un ouvrage en béton, on observe un endommagement et l'utilisation de la théorie de Hertz n'est pas valable pour

déterminer l'effort de contact. Donc, l'approche élastique plastique serait la plus adéquate [34,35].

Contact non-élastique

La structure s'effrite et s'écaille fortement et sa surface se fissure, ces endommagements sont les conséquences observées lors d'un impact d'un ouvrage en béton. Dans ces conditions, le contact se rapproche plus d'un contact plastique que d'un contact élastique [18]. A partir d'une grande série de tests (Figure I.45) Meyer a donné une formulation empiriquement de la variation de la force de contact F pour une compression quasi-statique à l'interface entre une sphère infiniment rigide et un plan [35,36].

$$F = \pi \cdot p_0 \cdot (2 \cdot R \cdot \delta - \delta^2) \approx 2 \cdot \pi \cdot p_0 \cdot R \cdot \delta \quad (\text{I. 18})$$

avec

p_0 : pression moyenne limite à l'interface sphère-plan

δ : distance d'interpénétration entre les deux corps

Les travaux de Golsmith W. en 1960, Tabor D. en 1951 et Van Mier J. G. M. en 1991 ont donné respectivement, la valeur de la pression moyenne limite p_0 à l'interface sphère/plan en fonction de σ_{max} la limite élastique de compression du matériau du plan impacté où :

- $p_0 = 1,1 \sigma_{max}$, lorsque l'on est à la limite de l'apparition des déformations plastiques ;
- $p_0 = 3 \sigma_{max}$, lorsque l'on est dans des conditions de déformations totalement plastiques ;
- $2,69 \sigma_{max} < p_0 < 3,13 \sigma_{max}$.

De nombreuses formules de force d'impact ont été proposés au file des années précédentes donnant un choix varié aux chercheurs pour l'étude de ce type phénomène. Où Montani en 1998 a regroupé l'ensemble des auteurs proposant des formules de force d'impact (Tableau I 2) [34].

Tableau I. 2: Récapitulatif des auteurs proposant des formules de force d'impact [34]

<i>Comportement</i>	<i>Approche quasi-statique</i>	<i>Approche dynamique</i>
Elastique	Hertz, Handbook of protections against rockfalls	Tonello, Lang, Komatuzawa
plastique		Habib, Heierli
Elasto-plastique	Meyer, Sonoda, Goldsmith	Tonello, Lang, Azimi
Formules empiriques	Poncelet, Japan Steel Club, Yoshida, Masuya	

J. G. M. van Mier [34] a proposé un modèle simplifié de l'évolution de l'effort de contact en fonction du temps entre un impacteur en béton et une pile en béton indéformable, montrant ainsi qu'elle se décomposait en trois phases distinctes (Figure I.44)

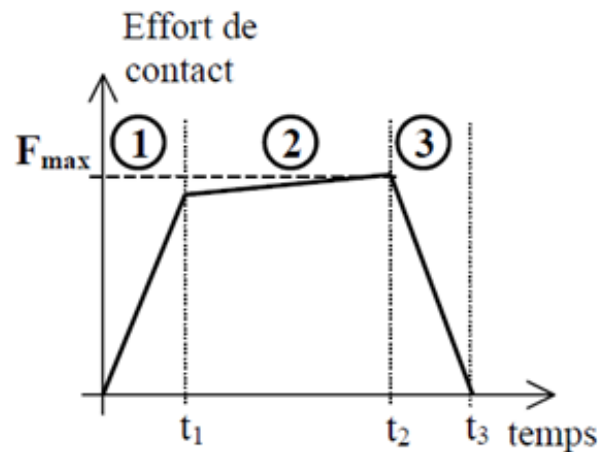


Figure I.45 : Modèle élastoplastique simplifié de l'effort d'impact au cours du temps.

1. la première phase a une élévation linéaire de l'effort attribuée au comportement élastique des matériaux, la théorie de Hertz peut être utilisée ;
2. la seconde phase a un effort quasi-constant au cours du temps due au comportement plastique des matériaux. Cette phase est caractérisée par l'apparition des fissurations et l'écrasement du béton ;
3. la dernière phase est distincte par la restitution élastique en aval du pique de l'effort F_{max} .

I.7.3.2 Énergie d'impact

Pendant la phase de contact entre les deux corps, une certaine quantité d'énergie peut être dissipée sous forme de fragmentation du matériau, son, chaleur, etc. Cette énergie est donc un paramètre essentiel dans la compréhension des phénomènes engendrés lors d'un impact sur une structure. Elle détermine, en effet, la quantité d'énergie disponible qui pourra être absorbée par la cible sous forme de déformation élastique et d'endommagement [22].

Dans la pratique, pour le cas de solides indéformables (hypothèse de Newton), cette perte d'énergie est quantifiée à l'aide du coefficient de restitution ε ($\varepsilon =$ de 0 à 1) défini par le rapport soit des vitesses soit des énergies cinétiques relatives avant et après choc respectivement (Δv et ΔE_c) et ($\Delta v'$ et $\Delta E_c'$) [39]. Où pour $\varepsilon = 1$ le choc est considéré

parfaitement élastique (aucune dissipation d'énergie) et pour $\varepsilon = 0$ le choc est mou ou parfaitement plastique (les deux masses restent en contact après le choc). Le coefficient ε dépend aussi, de la cinétique de choc, des dimensions des deux corps impacté et impacteur, ainsi que de leurs propriétés mécanique (élastiques et viscoélastiques). F. Toulemonde [33] a pu apporté des majorations aux limites élastiques dynamique de l'acier et du béton (béton armé), à une vitesse de déformation $d\varepsilon/dt = 0,5 \text{ s}^{-1}$, qui sont données dans la tableau ci-dessous :

Tableau I.3 : Majorations aux limites élastiques dynamique pour $d\varepsilon/dt = 0,5 \text{ s}^{-1}$ [33]

Béton	Acier
$f_{bc,dyn} = 1,35 \cdot f_{bc}$	$\sigma_{se,dyn} = 1,4 \cdot \sigma_{se}$
$f_{bt,dyn} = 2 \cdot f_{bt}$	

I.7.4 Classification des impacts:

La classification des types d'impacts n'est pas facile. De nombreux facteurs peuvent influencer le mode de rupture et de nombreux travaux visant à qualifier et classer les différents impacts ont vu le jour. Dans la plus parts des cas, ils ont distingué deux types d'impact : les *chocs durs*, où les dégradations locales et surtout le compactage joue un rôle majeur et les *chocs mou* où l'on assiste davantage à une rupture globale. Ainsi classés en deux catégories les différents impacts pourraient être traités par des méthodologies différentes adaptées à l'un ou l'autre (Figure I.45).

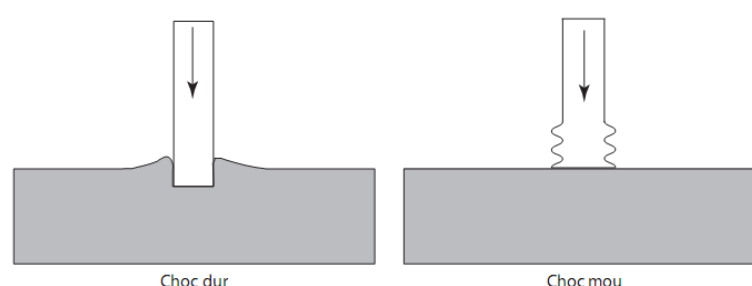


Figure I.46 : Phénomènes d'impacts dur et mou

I.7.4.1 Impact non perforant (mou):

Pour un choc mou, le projectile s'écrase progressivement sur la cible et reste en quelle que sorte "collé" à celle-ci, il n'y a donc pas de rebond. Dans le cas d'un choc mou, le

déplacement de la cible étant faible devant celui du projectile, l'analyse est souvent faite de manière découplée en représentant le chargement par une force équivalente, selon les modèles précédemment présentés.

I.7.4.2 Impact perforant (dur):

Par contre, pour un choc dur l'impacteur ou le projectile se déforme peu (ou pas) pendant le choc et peut traverser complètement la cible.

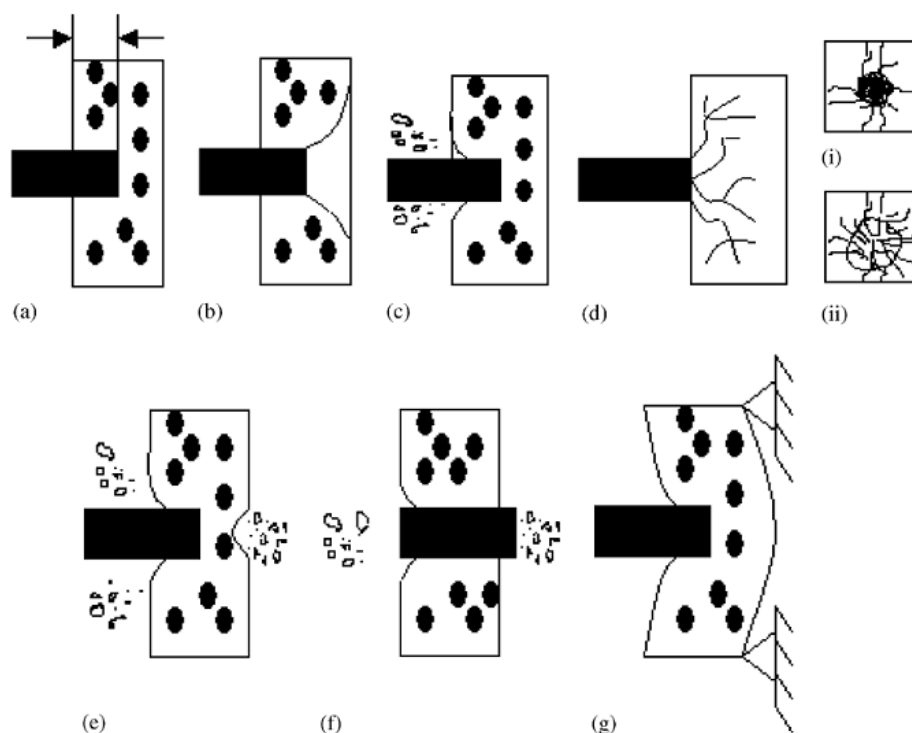


Figure I.47 : Différents effets résultant d'un impact sur dalle en béton, (a) pénétration, (b) formation d'un cône, (c) cratérisation, (d) fissurations sur (i) la face avant et (ii) la face arrière, (e) écaillage, (f) perforation, et (g) réponse de la structure entière .

En particulier, Au moment du choc entre un impacteur et une structure en béton, l'élément cible est sollicité à différents types de chargement, très complexes, difficiles à contrôler et dépendant du type d'impact. La complexité des effets d'un tel impact, on été étudié dans de nombreux de travaux de recherche où les résultats publiés sont parfois contradictoires et l'indentification du type l'impact (*mou* ou *dur*) s'avère difficile. Une fois le

type d'impact déterminé, les modes de rupture correspondant peuvent être prédits pour le dimensionnement de la structure.

I.7.4.3 Classification des impacts par la vitesse du projectile :

✓ *Impact basse vitesse : entre 0 et 50 m.s⁻¹*

Ces impacts résultent typiquement de la chute d'un outil lors des phases de maintenance ou de la percussion de débris présents sur la piste et projetés sur la structure durant les phases de roulage. Il s'agit donc aussi bien de chocs mous, pour les débris de pneus éclatés notamment, que de chocs durs, pour les outils métalliques.

✓ *Impact à vitesse modérée : entre 50 et 200 m.s⁻¹*

Ces impacts ont des conséquences qui peuvent être dramatiques pour l'aéronef et ce d'autant plus qu'ils se produisent généralement pendant des phases où l'aéronef est en l'air. Dans cette gamme de vitesse, on retrouve tout d'abord les chocs à l'oiseau lors des phases de décollage et d'atterrissage qui sont des chocs mous mais avec des énergies élevées de part la masse du projectile (de l'ordre de 2 kg). Il y a aussi les impacts de grêle qui touchent la structure tout entière et qui sont des chocs durs mais avec des niveaux d'énergies plus faibles que pour le choc à l'oiseau.

✓ *Impact à vitesse élevée : entre 200 et 1000 m.s⁻¹*

Ces impacts sont à prendre en compte pour les applications militaires car il s'agit pour la plupart d'impacts balistiques.

✓ *Impact hyper vitesse : supérieure à 4000 m.s⁻¹*

Ce type de charges dynamiques se retrouve pour les engins spatiaux et notamment les satellites qui peuvent être percutés par des projectiles en tout genre une fois en orbite dans l'espace. Les énergies d'impact sont par ailleurs très variées étant donnée la diversité des débris spatiaux présents. On relèvera aussi que dans la modélisation de l'impact, il est nécessaire de prendre en compte, en plus du solide en lui-même, un effet de souffle lors du choc car avec sa vitesse, le débris explose littéralement au moment de l'impact.

I.7.4.4 Classification des impacts par l'onde de contraintes

Les modèles d'impact sont fondamentaux pour la compréhension des dommages créés par le projectile. Dans la littérature, la vitesse d'impact est couramment utilisée comme un facteur clé pour discerner entre réponse à « grande vitesse » ou « faible vitesse ». La plus part des classifications se penchent vers celles considérant la propagation d'une onde de contraintes et des conditions aux limites [19].

Si la durée de choc t_c , est inférieure au temps impulsif des ondes de contraintes à travers l'épaisseur, t_t la réponse est dominée par la propagation d'une onde tridimensionnelle, l'impact balistique est souvent associé à cette onde. Le temps parcouru par cette onde est :

$$t_t = h/c_t \quad (I. 19)$$

c_t : la vitesse de propagation de l'onde dans la structure impactée

$$c_t = \sqrt{E}/\rho \quad (I. 20)$$

Si le temps d'impact t_c est supérieur au temps parcouru par l'onde de contraintes, mais inférieur au temps parcouru par l'onde de cisaillement transversale jusqu'aux limites de la plaque t_s , la réponse est assimilée à une propagation d'une onde flexible latérale, le temps parcouru par cette onde est :

$$t_s = \frac{a}{2} * c_s \quad (I. 21)$$

c_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, son expression est :

$$c_s = \sqrt{G}/\rho \quad (I. 22)$$

avec : G module de cisaillement du matériau de la plaque et ρ sa densité.

Durant l'impact à faible vitesse, le temps de contact est supérieur au temps parcouru par l'onde de cisaillement transverse, la réponse peut être traitée comme un cas quasi-statique.

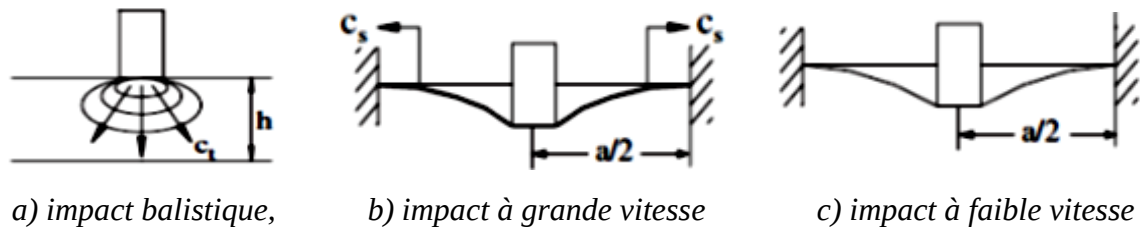
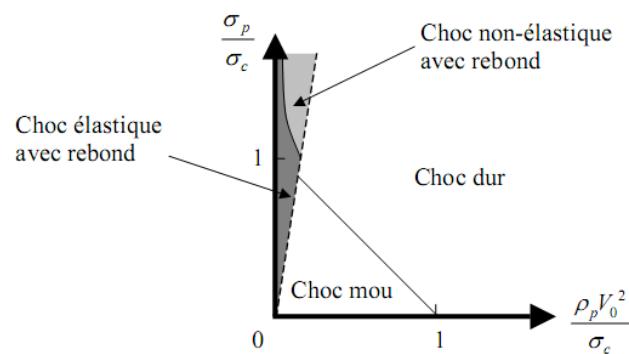


Figure I.48 : Classification de l'impact par l'onde de contrainte.

I.7.4.5 Caractérisation unifiée du choc

Koechlin en 2009 [42] a récemment proposé une nouvelle définition dont, le critère de distinction entre chocs *mou* et *dur* n'est pas uniquement sur les déplacements ou sur la rigidité, mais également sur les seuils de rupture des matériaux de impacteur et de l'impacté, quels que soient leurs paramètres, leur géométrie et leur comportement. Et la mise en équation d'un tel critère nécessite la considération de la contrainte de rupture du projectile σ_p , sa masse volumique ρ_p et sa vitesse V_0 d'une part et d'autre part la contrainte de rupture du matériau qui constitue la cible $\sigma_c = f_t$ en traction. Le critère est donc établi par l'équation (I.23) (Figure I.49).

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_c} + \frac{\rho_p \cdot V_0^2}{\sigma_c} < 1 \quad (\text{I.23})$$

Figure I.49 : Classification des impacts (à ε_p constant)

I.8 Fatigue des structures

Les constructions en génie civil ont toujours été un défi technique et un besoin pour homme, pour aller plus loin dans son imagination. Ces ouvrages destinés à l'industrie, au

transport ou aux habitations nécessitent, pour leur conception, une connaissance fine des matériaux d'une part, et d'autre part des moyens de calculs puissants et fiables pour vérifier leur stabilité sous différentes sollicitations (statique, dynamique, cyclique, ect.) Auxquelles elles sont soumises [23]. La majorité des structures sont chargées par des efforts (forces ou résultantes, moments, déplacements) variables dans le temps. Ceux-ci créent aussi au sein de la structure des contraintes et des déformations variables dans le temps de façon cyclique. Ce type de chargement rencontré est un chargement de fatigue.

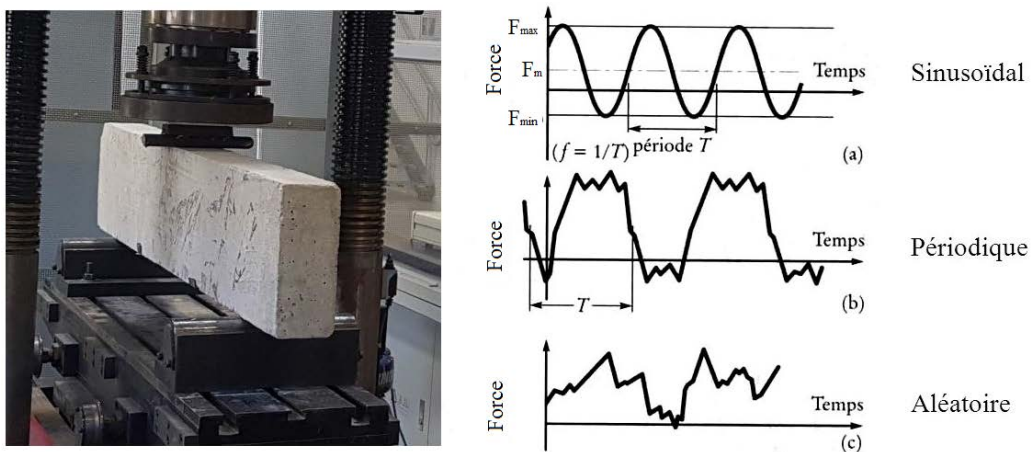


Figure I.50 : Types de chargement cyclique en fatigue.

I.8.1 Cycles de contrainte en fatigue

Le phénomène de fatigue des structures peut être défini comme étant, la dégradation progressive d'une structure soumise à des sollicitations fluctuantes ou répétées, qui se traduit par l'apparition et le développement de fissures qui progressent avec le nombre de cycles donné. Ce processus à caractère irréversible altère les propriétés mécaniques macroscopiques du matériau et peut conduire à la rupture pour un niveau de chargement inférieur à sa résistance statique si le nombre de cycles appliqué est suffisant [23]. Ce phénomène de fatigue est rencontré fréquemment dans de nombreux domaines industriels qui mettent en jeu des sollicitations cycliques :

- ✓ sollicitation par flexion alternée d'une pièce tournante (essieu),
- ✓ sollicitation par vibrations (avions, ouvrages d'art...etc.),
- ✓ sollicitation de la carlingue des avions par des cycles de pressurisation et dépressurisation à chaque vol [23].

Pour l'étudier ce phénomène, des essais sont définis par des normes bien établies, et sont très distinctes selon le mode de sollicitation : Traction – compression ; Flexion plane ; Flexion rotative; Flexion trois points et Torsion. Des échantillons sont soumis à des forces périodiques (Figure I.50) et la réponse en contrainte (ou en déformation) passe par un maximum σ_{max} (ou ε_{max}) et par un minimum σ_{min} ou ε_{min} .

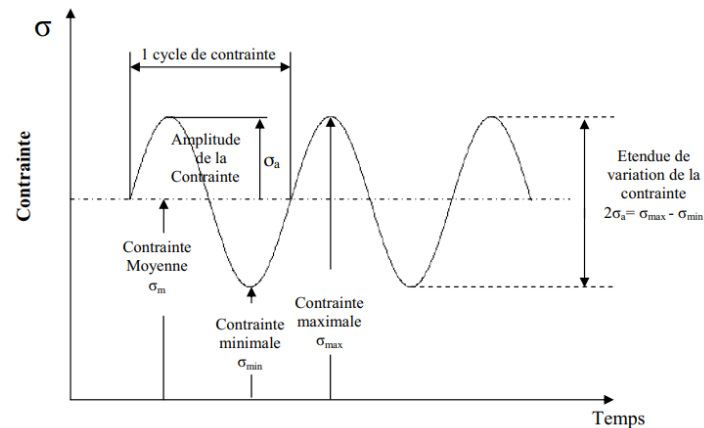


Figure I.51 : Réponse du cycle de contraintes en fatigue.

On peut en déduire : La contrainte moyenne ; l'amplitude de contrainte ; l'étendue de variation de contrainte et le rapport de charge R , c'est le rapport entre la contrainte minimale et la contrainte maximale $R_\sigma = \sigma_{min} / \sigma_{max}$. La figure I.24, présente les termes et désignations utilisés pour décrire le cycle de contrainte en fatigue. D'autres formes de cycles de contraintes peuvent être observées (Figure I.52).

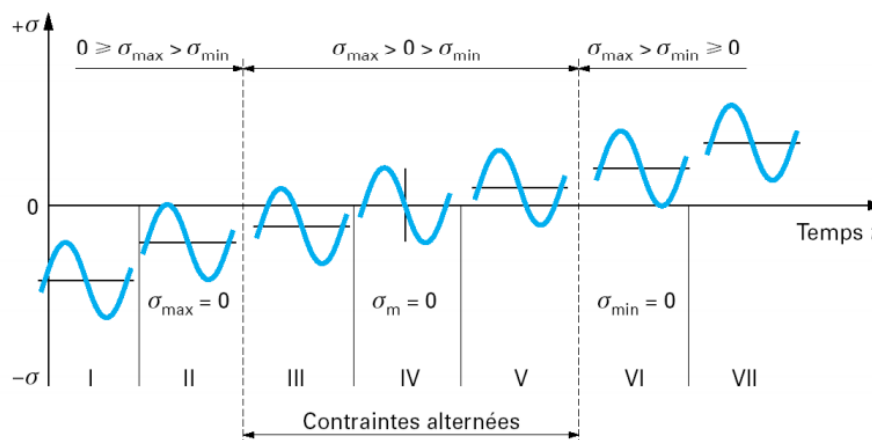


Figure I.52 : Formes de cycle de contraintes en fatigue.

- I. Contrainte ondulée de compression : $1 < R_\sigma < +\infty$.
- II. Contrainte répétée de compression : $R_\sigma \rightarrow +\infty$.
- III. Contrainte alternée dissymétrique : $-\infty < R_\sigma < -1$.
- IV. Contrainte purement alternée : $R_\sigma = -1$.
- V. Contrainte alternée dissymétrique : $-1 < R_\sigma < 0$.
- VI. Contrainte répétée de traction : $R_\sigma = 0$.
- VII. Contrainte ondulée de traction : $0 < R_\sigma < 1$.

I.8.2 Comportement en fatigue:

Au début du XIXe siècle, les premières investigations sur l'effet de fatigue des structures. Et parmi les étapes essentielles dans l'étude de ce phénomène, on peut citer l'introduction des courbes d'endurance de Wöhler à partir de 1867 à l'exposition de Paris, qu'il lui a donné une large audience internationale. Puis les travaux de Miner en 1945 [10] sur la prévision de la rupture sous sollicitation de niveau variable. Les études relatives à la fatigue du béton remontent à 1898. Plusieurs chercheurs ont réalisé des essais en compression simple et en traction pure. Dans un premier temps, les recherches ont essentiellement porté sur la fatigue des pistes d'aéroport ou sur des chaussées réalisées en béton. Enfin un grand nombre de matériaux composites ont fait l'objet de nombreuses études dans cette thématique. La représentation classique des résultats d'essais de fatigue est la courbe de fatigue S-N ou la courbe de Wöhler (Figure I.53). Cette courbe fait correspondre une durée de vie à un niveau de sollicitation exercée, qui peut être une contrainte ou une déformation imposée. [23].

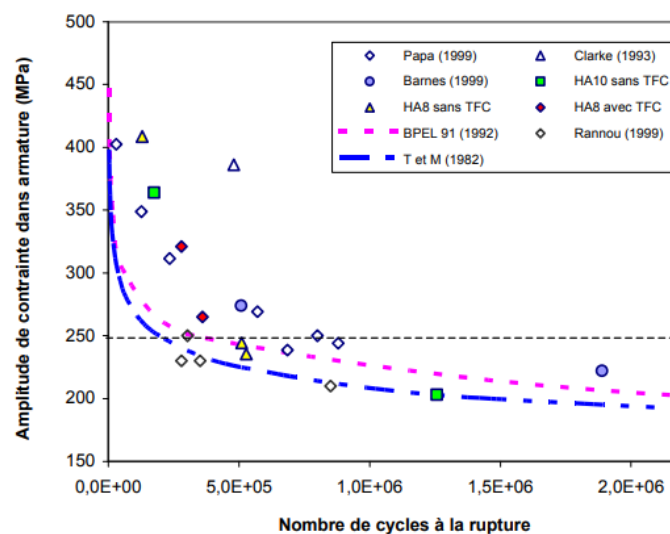


Figure I. 53 : Courbe de Wöhler - Comparaison des résultats d'essais et ceux des modèles de la littérature [50]

La courbe de fatigue peut être aussi présentée dans une échelle logarithmique ou semi logarithmique (Figure I.54). L'axe du nombre de cycles ou de durée de vie est en logarithme puisqu'il couvre une plage importante pouvant aller de quelques milliers à plusieurs millions de cycles. [23].

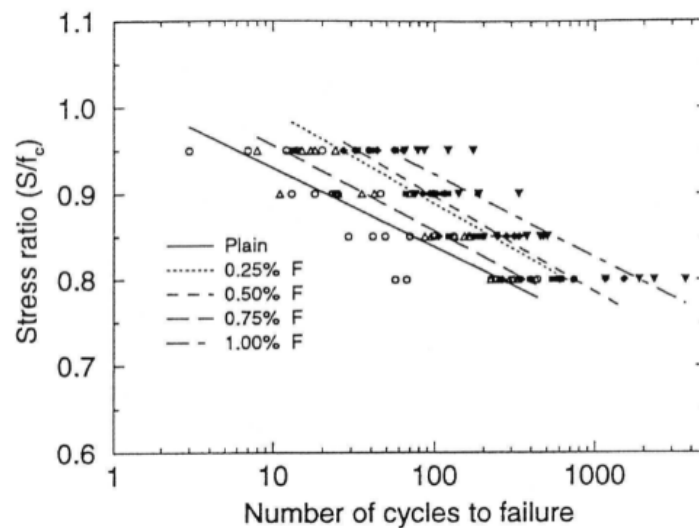


Figure I. 54 : Courbes S-N pour béton fibré acier

L'enregistrement de l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation, appliquée au cours des cycles de fatigue, peut être représenté par les boucles d'hystérésis (Figure I.55). La forme et la taille de ces boucles évoluent en fonction du nombre de cycles et éventuellement se stabilisent. Pour caractériser le comportement cyclique d'un matériau, les paramètres suivants sont couramment utilisés :

- ✓ étendue de variation de la contrainte : $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$
- ✓ amplitude de contrainte : $\sigma_a = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) = \frac{\Delta\sigma}{2}$
- ✓ contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma_{min})$
- ✓ rapport de contrainte : $R_\sigma = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$
- ✓ étendue de variation de la déformation : $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}$
- ✓ amplitude de déformation : $\varepsilon_a = \frac{1}{2}(\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}) = \frac{\Delta\varepsilon}{2}$
- ✓ déformation moyenne : $\varepsilon_{moy} = \frac{1}{2}(\varepsilon_{max} + \varepsilon_{min})$
- ✓ rapport de déformation : $R_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{min}}{\varepsilon_{max}}$

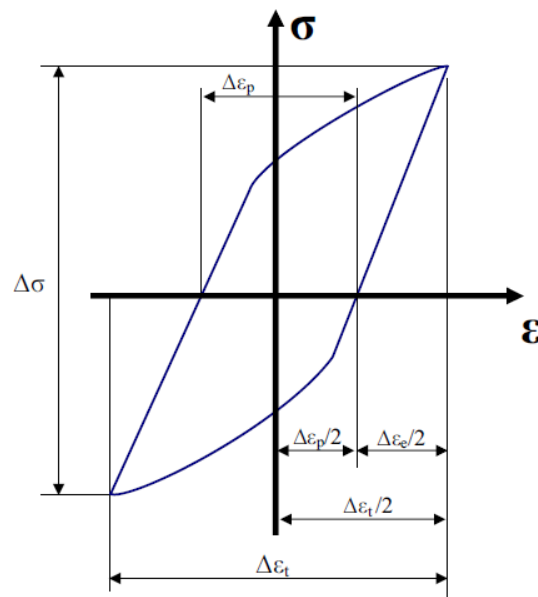


Figure I. 55 : la courbe d'hystérésis

I.8.3 Types de sollicitations dans les essais de fatigue

Les expériences montrent que la forme propre du signal n'a pas beaucoup d'influence sur la durée de vie en fatigue comme l'a annoncé Wang [11]. D'autres comme Raithby et *al* [12] estiment que cette forme est très importante pour l'analyse des résultats des essais de fatigue surtout à travers l'influence de la vitesse d'application de la charge. La tendance générale est d'utiliser des sollicitations simples comme un chargement sinusoïdal avec ou sans période de repos.[23].

Les signaux de la figure I.55 sont des cas particuliers de sollicitations qui sont exercées uniquement en compression (typiquement utilisées dans l'essai de traction indirecte). Par contre dans la plupart des essais de fatigue, les sollicitations sont centrées pour obtenir un chargement du type traction/compression alternée. En ce qui concerne la forme du signal, mis à part celles montrées dans la figure I.56, il existe aussi d'autres types des chargements (triangle, trapèze ...), ou une combinaison de ces différents signaux.[23].

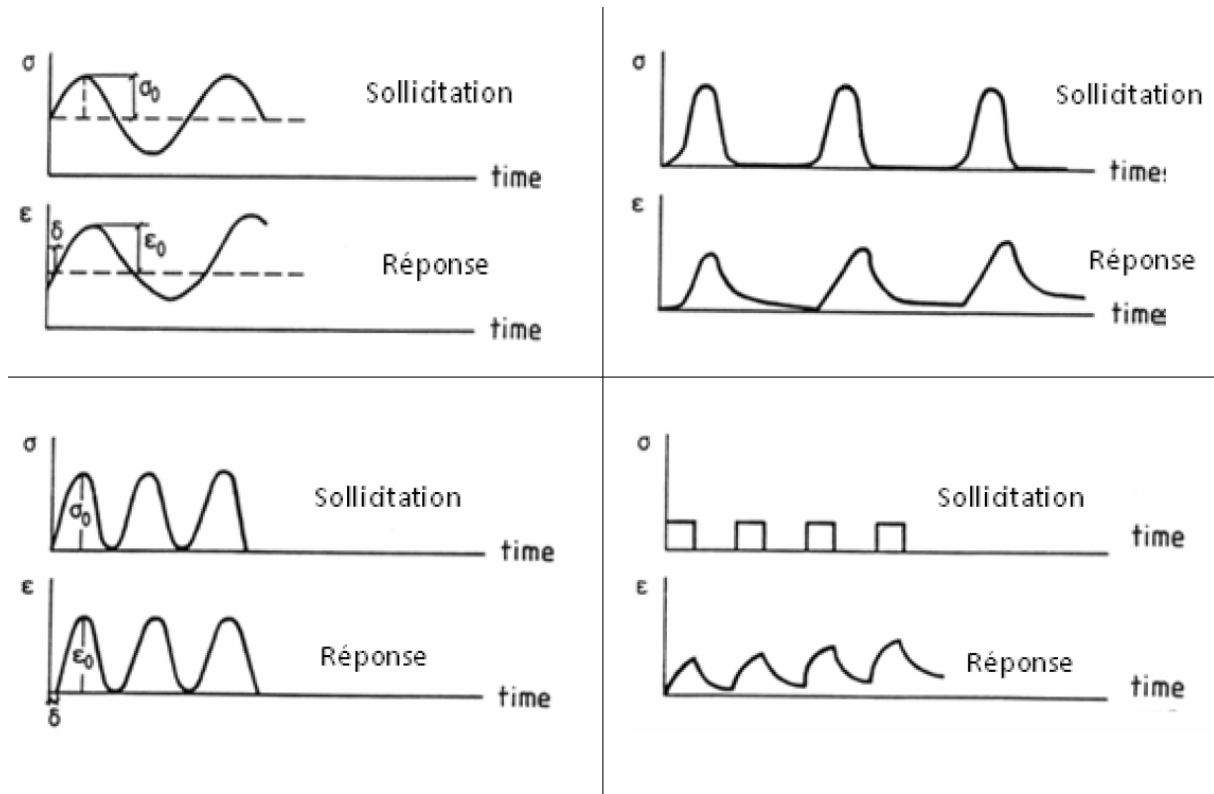


Figure I.56 : Quelques signaux de chargement en contrainte et leur réponse en déformation dans les essais de fatigue [13].

I.8.4 Choix du mode de sollicitation

La question qui s'est posée (et qui se pose d'ailleurs souvent) est la suivante : faut-il effectuer les essais de fatigue en contrôlant le signal de force ou de déplacement? Cette question conduit à distinguer deux modes différents de sollicitation : force imposée ou déplacement imposée. [23].

- *Force imposée* : l'essai est piloté en force : l'amplitude et la fréquence de ce signal restent constantes pendant l'essai et dans ce cas, c'est la déformation qui varie. Si, sous l'application de la force, le champ de contraintes dans l'éprouvette est homogène, alors le mode de l'essai est à "contrainte imposée" (la contrainte est identique en chaque point de l'éprouvette).

- *Déplacement imposé* : le signal de sollicitation appliquée à l'éprouvette est un signal de déplacement avec une amplitude et une fréquence constantes. La force nécessaire pour créer ce déplacement évolue au cours de l'essai. Si le champ de déformation dans l'éprouvette est homogène, le mode de l'essai est alors à "déformation imposée" (la déformation est identique en chaque point de l'éprouvette). [23].

I.8.5 Mécanismes de fatigue du béton

Le chargement cyclique dans le temps est devenu important vis-à-vis du design et calcul des structures. La tendance actuelle d'optimisation structurelle fait que les matériaux travaillent avec des efforts plus élevés, de plus il y a la tendance consistant à utiliser des éléments très fins. Ces faits expliquent l'augmentation des oscillations des efforts, ce qui permet de causer des problèmes de fatigue. Des récentes études expérimentales (José Fernando Sima, Pere Roca et Climent Molins, 2007) ont montré l'importance du processus de la fatigue dans la rupture finale et l'endommagement des éléments structurels sous charges de large amplitude.

I.8.5.1 Courbe enveloppe

Il est reconnu par la majorité des investigateurs que la courbe enveloppe pour le béton sous une compression cyclique mono-axiale peut être approximée par la courbe monotone tension-déformation. Cependant, la courbe monotone adoptée doit vérifier quelques caractéristiques préalables :

- ✓ La pente à l'origine doit être égale au module élastique initial.
- ✓ La courbe doit décrire correctement la branche ascendante et descendante post maximum (softening).
- ✓ La courbe doit permettre d'ajuster le comportement post maximum aux résultats expérimentaux.

Des résultats expérimentaux ont montré que cette courbe présente une réponse linéaire jusqu'à la moitié de la résistance à compression du béton. De fait, on considère une première relation linéaire jusqu'à la limite élastique pour la relation tension-déformation.

$$\sigma = E_0 \cdot \varepsilon \quad \text{si } \varepsilon > \varepsilon_0 \quad (\text{I. 24})$$

Avec : E_0 : le module élastique initial du béton.

ε_0 : la déformation du béton à la limite élastique.

A partir de la limite élastique, on considère une courbe du type exponentielle pour représenter le comportement du béton. Cette courbe exponentielle a l'équation suivante :

$$\sigma = \left[\varepsilon_0 \cdot (1 - A) + A \cdot \varepsilon \cdot e^{\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon'_c}} \right] \cdot E_0 \quad \text{si } \varepsilon > \varepsilon_0 \quad (\text{I. 25})$$

Ou :

$$A = \frac{f'_c - \varepsilon_0 \cdot E_0}{E_0 \cdot \left(\varepsilon'_c \cdot e^{\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon'_c} - 1} - \varepsilon_0 \right)} \quad (I.26)$$

f'_c et ε'_c sont les coordonnées du maximum de la courbe tension-déformation.

La courbe enveloppe est représenté par l'équation :

Avec :

$$\begin{cases} \sigma = E_0 \cdot \varepsilon & \text{si } \varepsilon < \varepsilon_0 \\ \sigma = \left[\varepsilon_0 \cdot (1 - A) + A \cdot \varepsilon \cdot e^{\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon'_c}} \right] \cdot E_0 & \text{si } \varepsilon > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (I.27)$$

$$A = \frac{f'_c - \varepsilon_0 \cdot E_0}{E_0 \cdot \left(\varepsilon'_c \cdot e^{\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon'_c} - 1} - \varepsilon_0 \right)} \quad (I.28)$$

De plus, tous les paramètres présents dans l'équation peuvent être obtenus par un essai de compression simple.

1.8.5.2 Courbe de chargement et déchargement

Quand une pièce de béton est chargée jusqu'à une certaine valeur de compression et après déchargée jusqu'à zéro (ce processus est un essai cyclique typique), on peut observer que la courbe de déchargement est concave à partir du point de déchargement et caractérisée par une grande rigidité initiale. Cette rigidité diminue graduellement et devient très aplatie aux petits niveaux de tension. Les tensions plastiques résiduelles sont elles considérablement réduites.

Quand on recharge à partir de zéro on peut observer que la branche de rechargement est linéaire et qu'elle arrive jusqu'à la courbe enveloppe. La pente de cette branche de rechargement est plus plate que la première branche de chargement, cela indique une perte de rigidité dans le béton. A cause du niveau d'endommagement par compression, une grande quantité d'énergie est dissipée pendant un cycle de chargement. La forme des branches de

déchargement et rechargement dépend de la quantité de dommage non récupérable dans le béton. Généralement une équation exponentielle est proposée pour la branche de déchargement, et une équation linéaire pour la branche de rechargement.

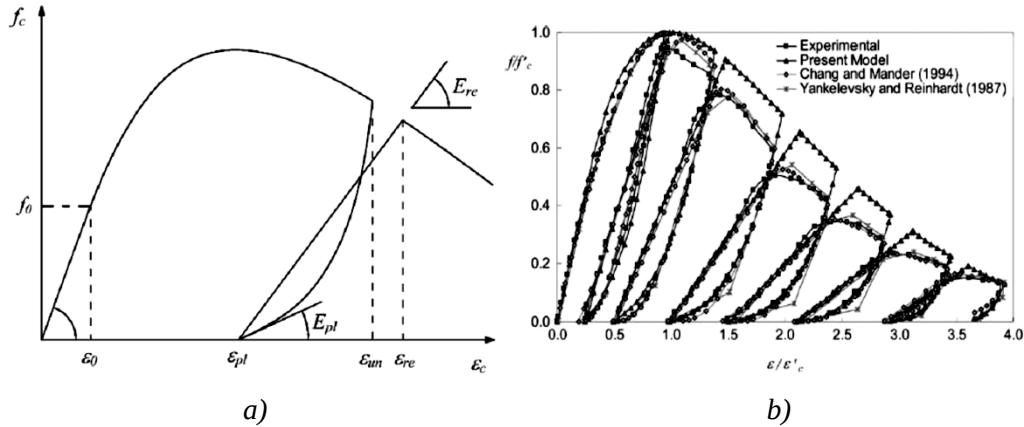


Figure I.57 : Essai de fatigue en compression du béton, a) un cycle complet et b) multiples cycles chargement-déchargement.

I.8.5.3. Déformation et endommagement du béton en fatigue:

Le développement de la microfissuration s'accompagne d'un affaiblissement du module d'élasticité ainsi que du développement d'une déformation irréversible après déchargement. La représentation graphique du module d'élasticité (E_D) et de la déformation (ϵ_D) en fonction du nombre de cycles appliqués, montre une évolution en S (Figure I.58). On observe un affaiblissement progressif du module selon les trois phases discutées précédemment [15,16]. L'allure de la courbe dépend des paramètres de la sollicitation cyclique (fréquence, niveau de chargement, type de sollicitation, etc.) [23].

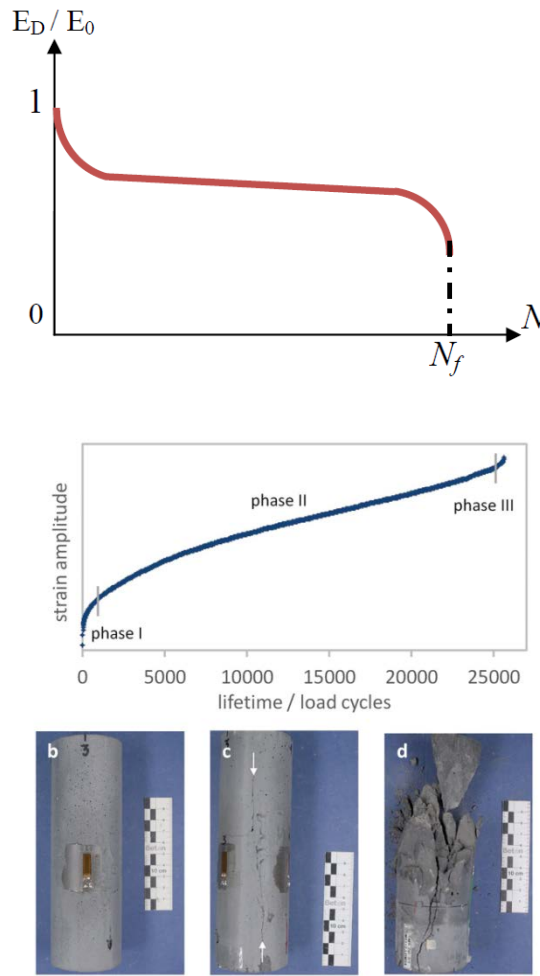


Figure I.58 : Évolution du module d'élasticité et de la déformation irréversible en fonction du nombre de cycles de fatigue [15].

Pour faire le lien entre la dégradation physique subie par le matériau et la dégradation de ses caractéristiques mécaniques, un facteur de dommage D a été défini. Ce facteur caractérise l'état de dégradation du matériau à un instant donné :

- d'un point de vue physique, le facteur de dommage D est donné par [16]:

$$D = \frac{\Omega_D}{\Omega_{D0}} \quad (I.29)$$

Où Ω_D est l'aire totale cumulée des micros décohésions provoquées par la sollicitation cyclique, et Ω_0 est l'aire initiale (matériau vierge).

- d'un point de vue mécanique le facteur de dommage est défini par [16]:

$$D = \frac{\Omega_D}{\Omega_{D0}} \quad (I.30)$$

Où E_D est le module d'élasticité au cours de la sollicitation et E_0 est le module d'élasticité initial.[23].

La figure I.59 montre l'évolution du facteur d'endommagement déduit de la courbe d'évolution du module d'élasticité à l'aide de la relation précédente. L'évolution croissante du facteur de dommage résulte du caractère irréversible de la fissuration [17]. L'analyse de l'évolution du facteur d'endommagement se déroule en trois phases: dans un premier temps se manifeste une augmentation rapide du facteur de dommage D , dès les premiers cycles; [23].

puis dans une deuxième phase qui correspond à 80% de la durée de vie de l'éprouvette, la progression du dommage devient lente et enfin dans la troisième phase, la progression du dommage s'accélère brutalement jusqu'à la rupture de l'éprouvette.[23].

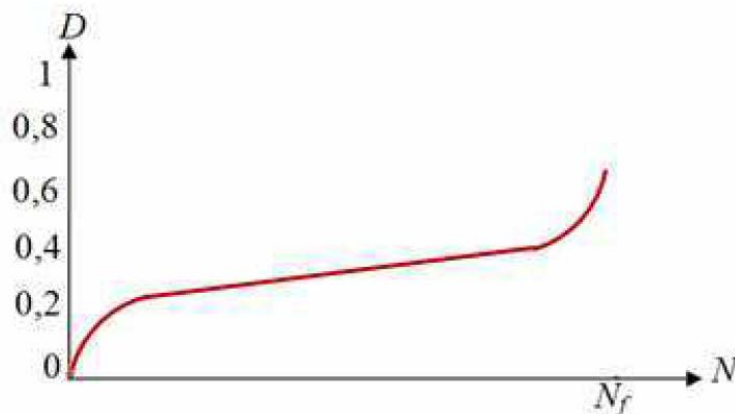


Figure I. 59: Evolution du facteur de dommage [17)

Les métallurgistes considèrent que la fatigue, est un processus dans lequel l'endommagement s'accumule sous l'effet des charges répétées qui sont bien au-dessous de la limite élastique. Ce processus peut être dangereux parce que l'application simple de la charge ne produit en aucun cas des endommagements au sien du matériau, concluant que ce matériau est fiable et sûre, ce qui est faux si on fait une analyse plus poussée de ce matériau. La fatigue est un processus complexe impliquant beaucoup d'étapes mais elle peut être décomposée en une initiation et une croissance des fissures. La croissance des fissures de fatigue est souvent considérée comme le mécanisme le plus important dans le processus d'endommagement.

I.9 Conclusion

Ainsi, la réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé est nécessaire pour augmenter la longévité des constructions. Aussi, les solutions actuellement utilisées en Génie Civil consistent en un recouvrement partiel ou complet par FRP de l'élément structurel par un collage externe.

L'étude bibliographique nous a permis de constater les principaux phénomènes physiques mis en jeu lors d'un chargement cyclique (fatigue) ou dynamique (impact) sur une structure en béton armé.

Ceci nous permet de constater que le composite est une solution très avantageuse pour le renforcement des structures en béton armé, que se soit sur le plan du comportement structurel, ou même sur le plan de la durabilité. Le matériau composite peut être placé sur la face externe pour améliorer la protection vis-à-vis des agressions extérieures.

Référence

- [1] BENMANSOUR fatima, Prédiction du comportement à rupture des structures en béton sous chargement dynamique rapide, Thèse de magister, Université aboubekr Belkaid,TELEMCEEN.
- [2] S.BOUKAIS, MHAMZI' N.E.HANNACHI, Réparation des structures en béton arme, Algérie Equipment-N°44/Mai 2008 .
- [3] HICHAM BELHANNACHI, réhabilitation et renforcement des poteaux en béton arme, Option : « Le Béton Structuel Armé et Précontraint», Université Mentouri, Constantine, Juillet 2009.
- [4] RIAD BENZAID, HABIB ABDELHAK MESBAH, NASR-EDDINE CHIKH, Contribution à l'Étude des Matériaux Composites Dans le Renforcement et la Réparation Des Éléments Structuraux Linéaires en Béton, s, pp.264, 2010, 978-613-1- 55146-8. fhal-00782103f.
- [5] OUZAA KHEIRA, RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Polycopié, Docteur en Génie Civil – Option : Structures, U.S.T.O), 2014-2015.
- [6] TODOR ZHELYAZOV, Contribution de la mécanique de l'endommagement non local au comportement des structures en béton armé renforcées par CFRP, 2010
- [7] MAHER A. ADAM, Analytical and experimental flexural behavior of concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars, 2015.
- [8] SIHEM KERMICHE, Analyse expérimentale et analytique du comportement en flexion des poutres en béton armé pré fissurées renforcées par un matériau composite en toile de fibres de carbone (TFC), 2012.L
- [9] AMIR MOFIDI ET OMAR CHAALLAL, Renforcement à l'effort tranchant des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites collés en surface : Avancées et perspectives pour la norme CSA-S806, Rev. can. génie civ. 38 : 556–569 (2011).
- [10] N. ATTARI ,S AMZIANE et M CHEMROUK, Efficiency of streng thening concrete beams using FRP Efficacité du renforcement des poutres en béton armé par des matériaux composites , DOI: 10.1051/ matec conf /20120202005.
- [11] BLACH B. MERLET J.D. comment réparer le béton armé. fre, cahiers techniques du bâtiment, fra. 1993, n°143.

- [12] C-A. DESPREZ, "analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes : renforcement par collage de tissus de fibres de carbone (tfc) ", thèse de doctorat, (2010), université de grenoble, 161p.
- [13] A.HALLONET, "développement et caractérisation d'un matériau composite a base de fibre de lin. -application au renforcement de structure en béton par collage externe ", l'université Claude Bernard Lyon 1, thèse de doctorat, (2016), université de lion, France, vol... pp. 1-23.
- [14] EMMANUEL FERRIER, les renforcements par armatures carbone collées, Laboratoire des matériaux composites de la construction, Université LYON 1,2011.
- [15] Kokouvi Mawuli KPENYIGBA, Etude du comportement dynamique et modélisation thermoviscoplastique de nuances d'acier soumises à un impact balistique, Thèse soutenue publiquement le 23 octobre 2013 à Metz, Ecole doctorale EMMA Energie, Mécanique, Matériaux.
- [16] Book of « critical evaluation of low-energy ship collision-damage theories and design methodologies» volume I: evaluation and recommendation auteur Henny
- [17] Julien LORENTZ, Étude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux, université Grenoble 1 – Joseph Fourier sciences & géographie.
- [18] Fabien DELHOMME, Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé , Génie civil et sciences de l'habitat, université de Savoie sciences pour l'ingénieur, mars 2005.
- [19] LADGHEM CHIKOUCHE Mohamed Djamel, Renforcement d'un polymère (polyester insaturé) par des fibres végétales (Arundo donax), DOCTORAT EN SCIENCES, Option : Chimie Appliquée, UNIVERSITE FERHAT ABBAS - SETIF 1 ,Soutenue le : 23 / 01 /2016.
- [20] Bouvet C., Castanié B., Bizeul M., Barrau J.J., Low velocity impact modeling in laminate composite panels with discrete interface elements, International Journal of Solids and Structures, Vol. 46, Issues 14-15, pp. 2809-21, 2009.
- [21] Rachid BERBAOUI, Identification et analyse de l'endommagement par fatigue des matériaux granulaires à base polymère, Soutenue le 21 janvier 2010, université du MAINE.

- [22] L. Molez, Maintenance et entretien des ouvrages Le renforcement de poutres en béton armé par plaques d'acier ou de matériau composite, INSA de Rennes, Janvier 2008.
- [23] Bernard Quenee, La protection des bétons en zone littorale STRRES – FNTF, Ingénierie et Laboratoire conseil en matériaux de construction, novembre 2013.
- [24] CROSTON T., Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion 3 points réparée par matériaux composites (Approche probabiliste), Thèse de doctorat en mécanique, Ecole nationale supérieure d'arts et métiers centre de Bordeaux – France, 2006.
- [25] LAAREJ MERAD Bruno Godart et André Le Roux, Alkali-réaction dans le béton - Mécanisme, pathologie et prévention, Techniques de l'Ingénieur, C 2 252.
- [26] S-Laldji, Caractéristiques fondamentales du béton, Cours-ETS, 2012.
- [27] Ir C. Ployaert, Concevoir des ouvrages en béton résistant au gel-dégel et aux sels de déverglaçage, Edition FEBELCEM, 2012.
- [28] Oral Buyukozturk, Oguz Gunes, Erdem Karaca, Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened, using FRP composites, Construction and Building Materials February, Vol N°18, pp 9-19, 2004.
- [29] Carolin, A., Carbon Fiber Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements, Ph.D. Thesis, University of Lulea, Sweden, 2003.
- [30] Meier, U., Kaiser, H. Strengthening of Structures with CFRP Laminates ASCE Specialty Conference on Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, New-York, (1991), pp.191-201.
- [31] Toutlemonde F., Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1995.
- [32] Delhomme F., Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé, Thèse de doctorat de l' Université de SAVOIE - Sciences pour l'ingénieur , mars 2005.
- [33] Lorentz J., Étude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux, Thèse de doctorat de l'université GRENOBLE 1 – JOSEPH FOURIER - Sciences & géographie, 2018.
- [34] Anil O, Kantar E, Yilmaz MC. Low velocity impact behavior of RC slabs with different support types, Construction and Building Materials 2015;93:1078–88.

- [35] AUCHER J ; « Etude comparative du comportement composites à matrice thermoplastique ou thermodurcissable » ; Engineering Sciences, Thèse doctorat, INSA de Rouen, France (2009).
- [36] Anil O, Durucan C, Erdem RT, Yorgancilar MA. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete beams with variable material properties under impact loading. *Constr Build Mater* 2016;125:94–104.
- [37] Othman H, Marzouk H. An experimental investigation on the effect of steel reinforcement on impact response of reinforced 446 concrete plates. *Int J Impact Eng* 2016;88:12–21.
- [38] Anil O, Erdem RT, Kantar E. Improving the impact behavior of pipes using geofoam layer for protection. *Int J Press Vessels Piping* 2015;132:52–64.
- [39] LAURENT GORNET, Généralités sur les matériaux composites, Ecole d'ingénieur. 2008, HAL Id: cel00470296v1
- [40] Chen Y, May IM. Reinforced concrete members under drop-weight impacts. *Proce Inst Civil Eng- Struct Build* 2009, Vol N° 162:45–56.
- [41] Clifton J. Penetration resistance of concrete—a review national bureau of standards. *Special Publication* 1982:480–545.
- [42] Nakahara H, Sakino K, Esaki F. Experimental study for developing self-centering RC structural frames with column-yielding mechanism. *Nihon Kenchiku Gakkai Kozokei Ronbunshu*, Vol N° 73, pp. 957–64, 2008.
- [43] Hertz H. On the contact of elastic solids, Chapter 5, pp 146-183, *Miscellaneous Papers*, London, Macmillan, 1986.
- [44] P. Koechlin, S. Potapov, Classification of soft and hard impacts – application to aircraft crash. *Nuclear Engineering and Design*, Vol N° 239, pp. 613-618, 2009.

Chapitre II

Approche expérimentale de l'impact d'une poutre en béton fissurée réparée

II.1 Introduction :

Le renforcement des poutres en béton par collage de matériaux composites est une technique relativement nouvelle qui s'est avérée efficace et pratique. Le composite fonctionne comme une armature externe complémentaire qui améliore la résistance des poutres renforcées (moment fléchissant et effort tranchant). Le comportement d'une poutre renforcée est influencé par plusieurs facteurs, en particulier, la géométrie de la poutre, le taux de renforcement des armatures tendues, la longueur et la configuration du composite. Mais peu de données disponibles dans la littérature concernent l'étude et l'amélioration du comportement à l'impact des éléments renforcés et particulièrement par l'utilisation des fibres de carbone. Ce chapitre se divise en deux grandes parties:

La première partie comporte l'élaboration, présentation des différentes propriétés des matériaux utilisés (granulats, ciment, et eau), la formulation du béton, la composition des bétons de granulats, les caractéristiques des différents matériaux utilisés, les procédures de malaxage ainsi que les différents essais expérimentaux [1, 2]. La seconde partie nous est consacrée à l'étude du comportement de poutres en béton fissurées, renforcées par des tissus de fibres composites (fibres de carbone FRP) dans leur partie tendue. Les poutres sont soumises à un chargement dynamique (impact par chute libre). Nous présentons aussi l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus sur le renforcement et la réparation des poutres en béton soumises au poinçonnement par matériaux composite. Les essais d'impact ont été réalisés par chute libre [3]. Par la suite, nous avons tiré les conclusions les plus utiles pour nous servir dans le futur, l'étude paramétrique nous permet de mieux comprendre le comportement mécanique de matériaux en tenant compte de l'effet de vitesse de chute [4].

II.2 Caractéristiques des matériaux

II.2.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction de composition complexe et variée, fabriqué à partir de plusieurs éléments dont principalement de l'eau, du ciment et des granulats (sable et graviers). Sa formulation est définie en fonction des propriétés attendues, en termes de sollicitations, conditions environnementales et conditions de mise en œuvre. Il a la particularité de posséder des propriétés évolutives dans le temps. De manière microscopique, le béton est un agencement de granulats dans une matrice cimentaire. Il comporte également des pores contenant une solution interstitielle basique, de pH avoisinant 13. [5], [6]

II.2.2 Matériaux utilisés

Afin d'éliminer les possibles interactions entre les matériaux utilisés et les caractéristiques des bétons d'essais qui seront étudiés, il a été décidé d'utiliser les mêmes ingrédients dans toutes les formulations de cette étude [7]. Les mêmes matériaux qui la composent sont, aussi, ceux utilisés dans tous les mélanges de la carrière de HASNAOUI-FCM CONSTRUCTION -Oran -ALGERIE (Figure II.1), selon les Normes de préparation des matériaux [1]:

- Analyse granulométrique: EN 933-1
- Équivalent de sable : NFP 18-597
- Essai Los Angeles : NFP 18-573
- Eau de gâchage : EN 1008
- Confection des bétons : EN 12390-2
- Confection des mortiers : EN 196-1



Figure II.1: Carrière de HASNAOUI- FCM CONSTRUCTION - Oran -ALGERIE.

II.2.2.1 Ciment

Le ciment est de type GICA de (ZAHANA – MASCARA-ALGERIE) 42.5 MPa, sa surface Blaine est de 3950 cm²/g et sa densité est de 3.1 g/cm³ (Figure II.2).



Figure II.2: ciment de type GICA 42.5 MPa

II.2.2.2 Granulats

a) Gravillons

Selon la figure II.3, les gravillons provenant de la carrière de HASNAOUI- FCM CONSTRUCTION -Oran –ALGERIE, sont de type anguleux, de nature calcaire et d'étendue granulaire 3/8 mm [7]



Figure II.3: gravillons 3/8

b) Sable de mer

Dans tous les mélanges de notre étude, nous avons utilisé un sable local prélevé HASNAOUI- FCM CONSTRUCTION -Oran -ALGERIE (Figure II.4). Il s'agit d'un sable siliceux de classe granulaire (0/5 mm) et utilisé couramment dans la confection du béton dans cette région. On a utilisé deux types de 30% sable de mer et 70% sable de carrière [1].

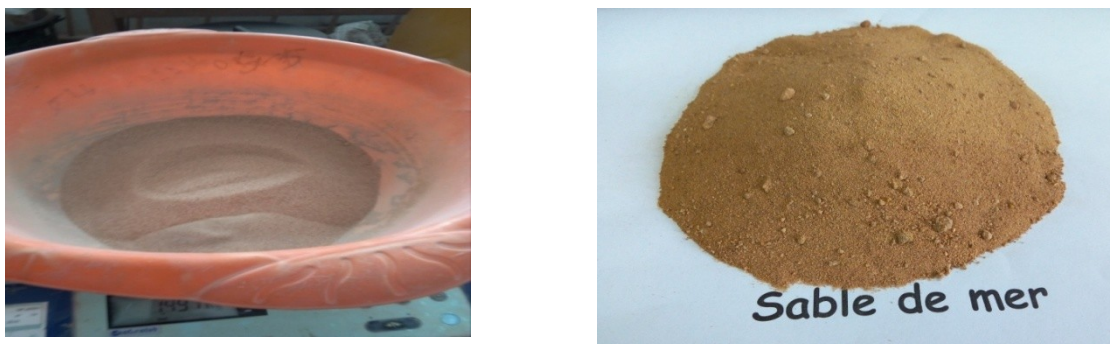


Figure II.4: Sable de mer

c) Sable de carrière

Les fillers calcaires (Figure II.5), obtenus par broyage de gravillons de la carrière de HASNAOUI- FCM CONSTRUCTION -Oran -ALGERIE [7].



Figure II.5: Sable de carrière

II.2.2.3 L'eau

L'eau utilisée pour les différentes gâchées des bétons d'étude (Figure II.6), est une eau potable du robinet. L'eau potable utilisée est considérée comme appropriée pour la fabrication du béton et ne contenant aucune impureté nuisible en particulier de matières organiques ou chimiques, elle est conforme à la norme [NFEN 1008]. [2]



Figure II.6: L'eau de robinet

II.3 Procédures de coulage et mode de conservation

Pour la confection des éprouvettes, une gâchée de 50 litres de béton par formulation est réalisée de la manière suivante (Figures II.7-II.9) :

- Introduction des gravillons, du sable de carrière et du sable de mer successivement dans la cuve de la bétonnière,
- Malaxage à sec pour l'homogénéisation pendant trois minutes,
- Introduction du ciment,
- Malaxage à sec (1 minute),
- Introduction de la totalité de l'eau de gâchage dans la cuve du malaxeur avec un tiers de la masse du super plastifiant, suivi d'une homogénéisation rapide de l'ensemble, et malaxage pendant une minute,
- Vidange de la bétonnière (15 secondes).



a- Betoniere vide



b- Gravillons, sable de carriere et du mer



c- On ajoute le ciment



d- Les granulats et le ciment

Figure II.7: le mélange tourne à sec

- le mélange tourne à sec pendant une (01) minute,
- le mélange tourne mouillé pendant deux (02) minutes.



Figure II.8: le mélange tourne mouillé

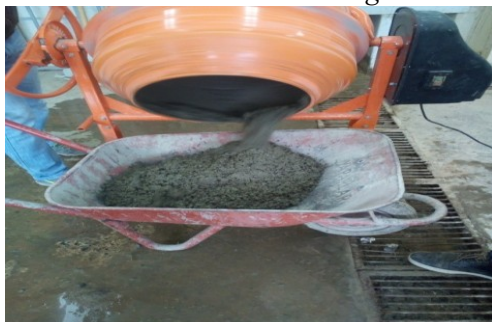


Figure II.9: Le mélange final

Les moules, préalablement huilés afin de permettre un dé coffrage plus facile, sont ensuite remplis en trois couches et le béton est ensuite compacté à l'aide d'une table vibrante (Figure II.10). Ils sont ensuite entreposés dans une salle de conservation humide ($T = 20^{\circ}\text{C}$, $\text{HR} = 95 \pm 5\%$) où ils seront démoulés après 24 heures et stockés jusqu'à la date des essais [9][10].



Figure II.10: Table vibrante

Toutes les éprouvettes utilisées dans cette campagne expérimentale ont suivi le même protocole de confection conformément aux normes [NF P 18-404]. Le béton est coulé dans des moules métalliques cubiques $7 \times 7 \times 7 \text{ cm}$ (Figure II.11 et II.12) ont été réalisés pour les essais de compression et la perte de masse [2].



Figure II.11: les moules ($7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$)



Figure II.12: les moules ($7 \times 7 \times 7 \text{ cm}$)

- On renverse le mélange dans les moules à trois (03) reprise et entre chaque quantité.



Figure II.13: Mélange dans les moules

- Pour obtenir un mélange homogène, mettre les moules en vibre pour éviter toutes les discontinuations dans la structure. (Figure II.13)



Figure II.14: les moules sur la table vibrante

Selon la figure II.14, l'ensemble des éprouvettes utilisées dans cette campagne expérimentale ont été conservées dans leur moule pendant 24 heures $\pm$ 1 heure au sein de notre laboratoire à la température d'environ 20 °C $\pm$ 2 °C [2].

II.4 Composition et caractérisation du béton

Lors du coulage de chaque corps d'épreuve, sept éprouvettes cubique 7x7 x7 cm définies par la norme (NF P 18406) sont réalisées, et cela afin de déterminer les résistances caractéristiques de compression du béton coulé (Tableau II.1). Les essais d'affaissement, nous ont donnés un affaissement de 0 cm en moyenne La valeur de la résistance moyenne en compression du béton mesurée à 28 jours est de : 29.23 MPa [8].

Etant donné que notre étude est appliquée aux ouvrages courants de bâtiment destinés aux structures soumises au risque de corrosion induite par carbonatation (XC2), il est nécessaire de contrôler le processus dès le gâchage, à l'état frais (affaissement, masse volumique et air occlus) et à l'état durci (résistance en compression) du béton, afin de mesurer les caractéristiques acquises.[10]

Tableau II.1: Composition du béton.

Fractions	%	Poids absolus en Kg
3/8	54	1100
Sable	29,87	620
Ciment	16,13	400
Eau	/	200.02

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams est le plus couramment employé pour caractériser la consistance du béton sur chantier. Cet essai est effectué conformément aux prescriptions de la norme NF EN 12350-2. Dans cet essai, la consistance est appréciée par l'affaissement que connaît un cône de béton soumis à son propre poids. La norme NF EN 206 définit cinq classes de consistance (Tableau II.2). Ces classes sont définies en fonction de l'affaissement mesuré : ferme, plastique, très plastique, fluide et très fluide [4].

Tableau II.2: Définition des classes de consistance selon la norme NF EN 206. [4]

Classe de consistance	Affaissement (mm)
S1 (Ferme)	10 à 40
S2 (Plastique)	50 à 90
S3 (Très plastique)	100 à 150
S4 (Fluide)	160 à 210
S5 (Très fluide)	> ou = 220

Le béton est introduit dans le moule tronconique métallique sans fond de 300 mm de haut, 200 mm de diamètre en sa partie inférieure et de 100 mm en sa partie supérieure (Figure II.15). Le cône posé sur une plaque d'appui rigide et plate est rempli de trois couches de béton frais et chaque couche est piquée 25 coups. Après avoir arasé le bord supérieur du moule, celui-ci est retiré en 3 secondes par une remontée verticale et régulière, puis l'on mesure, aussitôt après, l'affaissement. [10]

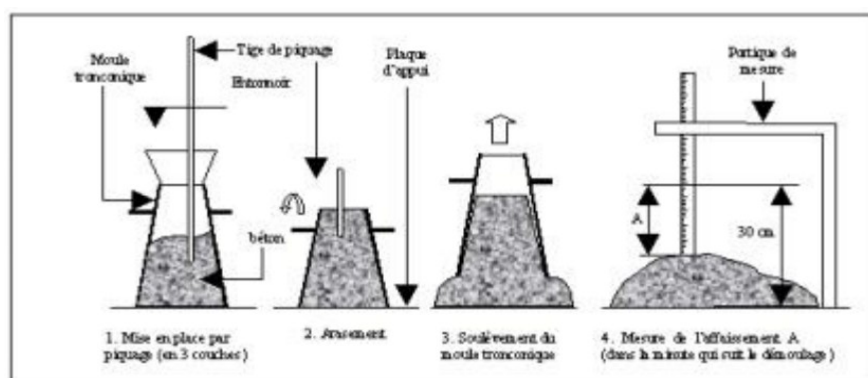


Figure II.15: Mesure de la hauteur de l'affaissement au cône d'Abrams [NF P 18 - 451]. [2]

Nous nous sommes basés dans notre étude sur les essais recommandés par l'AFGC (Figures II.16 et II.17), essais non normalisés, maintenant devenus sur site les essais de référence pour valider une formule de BAN [1]



Figure II.16: Affaissement au cône d'Abrams



Figure II.17: Béton ferme d'affaissement

L'essai de résistance en compression est réalisé suivant les prescriptions de la norme NF EN 12390-3 [10]. Le but de l'essai est de vérifier que les résistances de toutes les formulations ont atteint au moins les valeurs requises par la norme NF EN 206 (classe XC2). Les éprouvettes ont été démoulées 24 heures après le coulage et conservées sous l'eau dans une température de 20 ± 2 °C. L'essai de compression simple, est réalisé au Laboratoire de Matériaux et Géotechnique de l'IGCMO (USTO) à l'aide d'une presse de capacité maximale de 3000 KN avec une vitesse de chargement d'environ de 0.5 MPa/s (Figures II.18 et II.19).



Figure II.18: Les éprouvettes 7x7x7



Figure II.19: Après 24 h de moulage.

Les éprouvettes ont été démoulées 24 heures après le coulage et conservées sous l'eau dans une température de 20 ± 2 °C. On les laisse dans un milieu liquide (l'eau) pendant 7 jours puis 28 jours (Figure II.20).



Figure II.20: les éprouvettes dans un milieu liquide 'eau'

Ce conditionnement conformément à la norme [NFP 18-404] et aux recommandations de l'AFPC-AFREM [AFPC 1997], les éprouvettes ont été démoulées, puis plongées dans l'eau à 20 °C jusqu'à le jour de l'essai. Ce type de conservation est le plus favorable vis-à-vis du processus d'hydratation du ciment [2].

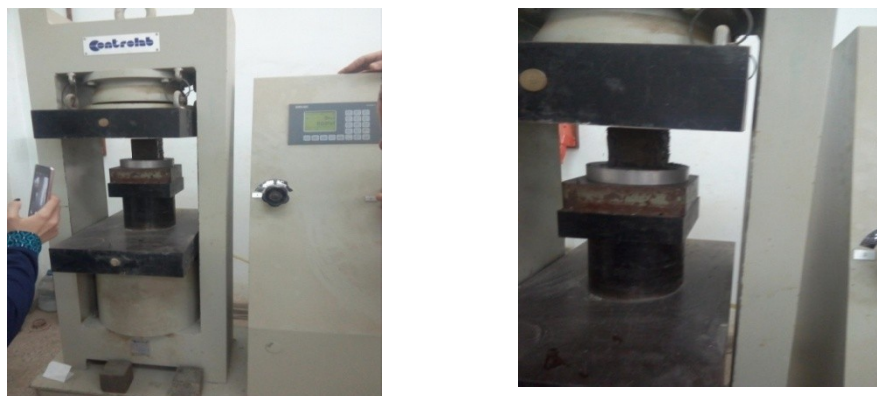


Figure II.21: l'Ecrasement des éprouvettes La presse utilisée pour les écrasements

Après durcissement des essais mécaniques seront effectuées selon les normes

- Essai de compression : NFP 18-406
- Essai de traction par flexion : NFP 18-407
- Mesure de retrait : NFP 15 -433.
- Module élastique : Essai non normalisé.
- Calcul d'adhérence :

Les résultats des essais d'écrasement et de compression sur une moyenne de cinq éprouvettes sont donnés aux tableaux II.3 et II.4.

Tableau II.3: Les résultats d'écrasement

Date de mélange		7 jours	f'_c [MPa]	28 jours	f'_c [MPa]
30. 01. 2017	SB1	06. 02. 2017	18-20-19	27. 02. 017	29-30-29
31. 01. 2017	SB2	07. 02. 2017	19-20-18.63	28. 02. 2017	30-30-29
01. 02. 2017	SB3	08. 02. 2017	17.02-18-17	01. 03. 2017	30-29-30
12.02.2017	SB4	19.02.2017	17-18.02-17	12.03.2017	30-29-28.42
13.02.2017	SB5	20.02.2017	17-20-19.02	13.03.2017	29-30-29

Tableau II.4: Différentes résistances à la compression des éprouvettes de béton à 7 et 28 jours

Désignation des échantillons	f'_c [MPa] (7 Jours)	f'_c [MPa] (28 Jours)
SB1	19.00	29.34
SB2	19.21	29.67
SB3	17.34	28.67
SB4	17.34	29.14
SB5	18.67	29.34
Moyenne	18.31	29.23

II.5 Les matériaux composites

Le renforcement des éléments de structures en béton s'est effectué principalement en utilisant un tissu de fibres selon un système de stratification au contact. Un système de plat carbone putride a aussi été utilisé dans une seule configuration de renforcement (Figure II.5).

Tableau II.5: Propriétés des composites.

Matériaux	Module d'Elasticité [GPA]	Résistance à la rupture [MPa]	Orientation des Fibres	Epaisseur [mm]	Elongation à la Rupture
CFRP	43.5	403	Unidirectionnel	1.6	0.95

• CFRP : Le composite en fibre de tissu de Carbone unidirectionnel.

II.5.1 Fibres de carbone

Les fibres carbonées sont des fibres chimiques qui peuvent être fabriquées par deux méthodes, la première méthode est basée sur la pyrolyse de poly acrylonitrile (PAN), la deuxième est basée sur le produit de pétrole, pour les deux méthodes, la teneur en carbone doit être supérieure 90%. La première méthode est la plus couramment utilisée, dans ce cas, une résine de polymère organique est formée par le procédé de polymérisation, les molécules de ce polymère sont de longues chaînes qui sont assemblées afin de produire une fibre. Ces fibres de carbone présentent une stabilité thermique, et sont très peu sensibles au fluage, elles résistent aux solvants acides et alcalins. Cependant le prix des fibres de carbone est élevé, du fait de leur excellente conductivité électrique, des précautions coûteuses en termes d'isolation électrique sont mises en œuvre sur les machines de fabrication, ce qui augmente le coût de production (Tableau II.5).

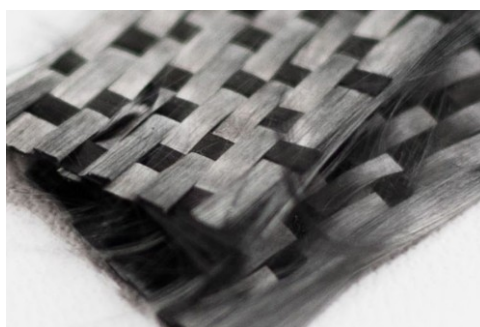


Figure II.22: Fibre de carbone

Tableau II.6: Propriétés des fibres.

Matériaux	Module d'Elasticité [GPA]	Résistance à la Rupture par traction [MPa]	Orientation des Fibres	Epaisseur [mm]	Elongation à la Rupture	Densité [g/m ²]
CFRP Sika Carbodur	238	3650	Unidirectionnel	0.13	1.7%	225

II.5. 2 Les Matrices Utilisées

Les matrices utilisées dans cette étude sont toutes composées de résines époxydiques et d'un durcisseur. On a utilisé la matrice **Sikadur 330** qui est une résine à deux composants facile à imprégner dans le tissu (Figure II.23). Les caractéristiques mécaniques fournies par le fabricant sont données par le tableau II.7 suivant : [4]

Tableau II.7: Caractéristiques mécaniques des colles époxy

Résine Epoxy	Module d'Elasticité [GPA]	Résistance à la Traction par flexion [MPa]	Adhérence su béton [MPa]
Sikadur 330	3.8	30	4



Figure II.23: Résine epoxy Sikadur 52 (A+B)

II.5. 3 Préparation avant mise en œuvre

Pour l'étude d'impact, les poutres en béton sont fabriquées avec des dimensions $L = 280$ mm, $a = 70$ mm et $b = 70$ mm selon le moule métallique disponible au laboratoire (Figure II.14). Après cela, des entailles initiales ont été créées à différentes profondeurs. Avant de coller le tissu sur la poutre, les surfaces de la poutre en béton sont abrasées pour éliminer la couche fragile de pâte de ciment sèche à la surface et exposer le béton dur surface (Figure II.24). Les surfaces sont ensuite nettoyées avec une buse à air et finalement essuyées pour éliminer toute poussière ou particules libres pouvant gêner le collage parfait. Une portée de 210 mm entre les supports et une plaque CFRP de 2,5 mm d'épaisseur a été fixée à la poutre en béton avec une couche d'adhésif de 1 mm.

Pour réaliser un bon collage et l'opération de renforcement est efficace, le béton doit être de bonne qualité et vieux au moins 28 jours. Tout d'abord, les surfaces en béton sont recouvertes d'une couche d'adhésif d'épaisseur uniforme pour une imprégnation uniforme de la surface (Figure II.25). Le tissu, coupé à la taille souhaitée (Figure II.26), est ensuite appliqué sur la résine fraîche à l'aide d'un rouleau souple (Figure II.27). Afin de s'assurer que la colle

pénètre complètement dans les espaces ouverts du tissu et, inversement, le tissu est fermement pressé sur la résine fraîche sans se plier ni s'étirer excessivement. Une seconde couche d'adhésif est ensuite immédiatement appliquée sur le dessus du tissu pour obtenir une couche uniforme de renforcement de surface lié. La seconde couche adhésive est appliquée à la truelle sans pression excessive ni mouvements dans la direction des fibres (Figure II.28).

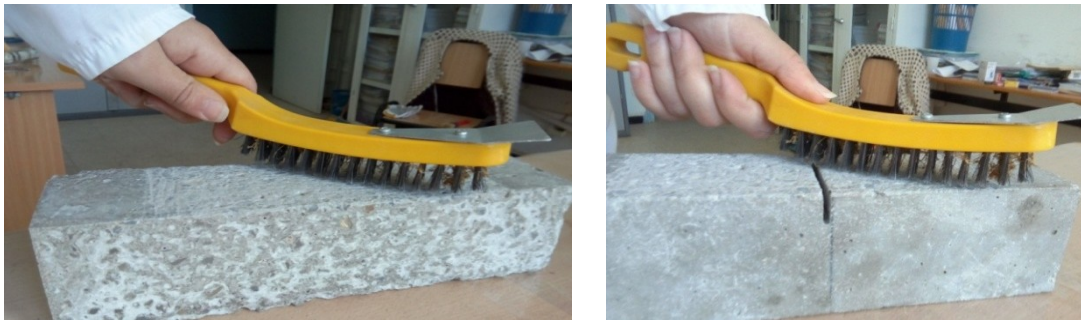


Figure II.24: Traitement de surface à l'aide de la brosse métallique



Figure II.25: Préparation de la poutre et traitement de la surface

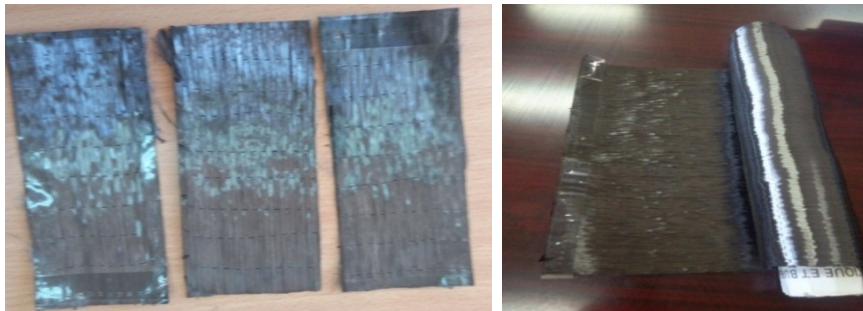


Figure II.26: Découpage de fibre de carbone



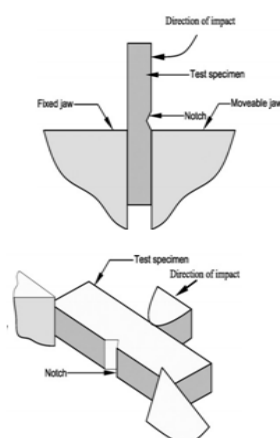
Figure II.27: Application d'une couche de résine



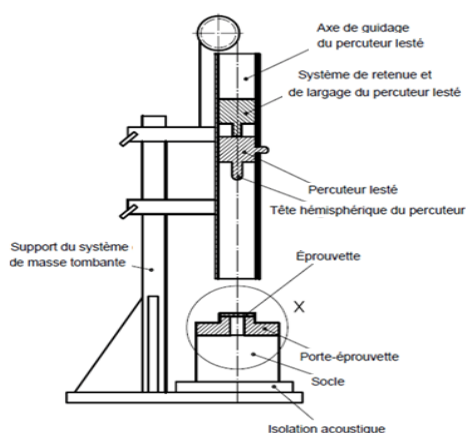
Figure II.28: Pose des bandes de FRP

II.6. Essais d'impact et de choc

Les essais d'impact devraient être conçus pour reproduire idéalement les conditions de chargement auxquelles une structure est soumise dans son état de services, dont le but d'observer les modes et mécanismes de défaillance susceptibles d'être la cause de la ruine de la structure. En règle générale, les méthodes d'essai d'impact peuvent être divisées en deux types distincts: impact à faible vitesse par une grande masse (essais de chute de poids ou pendule) et impact à grande vitesse par une petite masse (débris de piste ou tirs d'armes légères) [26]. Les méthodes les plus courantes sont l'impact à faible vitesse par une grande masse. Ces méthodes regroupent les pendules Charpy et Izod (Figure II.29.a), les machines d'essais hydrauliques et les essais de chute de poids, qui sont conçus pour fournir des vitesses allant jusqu'à environ 10 m/s. Les spécimens utilisés dans nos essais sont des poutres courtes et épaisses et ne sont donc pas typiques des éprouvettes de taille adéquat pour être testée dans des bancs d'essais de Charpy ou d'Izod, mais des composants structurels du type B dans le domaine du génie civil [14]. En conséquent, l'essai le plus approprié pour nos investigation est l'essai de chute de poids (Figure II.29), où l'échantillon est soumis à impact d'une masse en chute libre d'une hauteur bien établie selon les normes.



a) Pendule d'Izod et de Charpy



b) Chute de masse

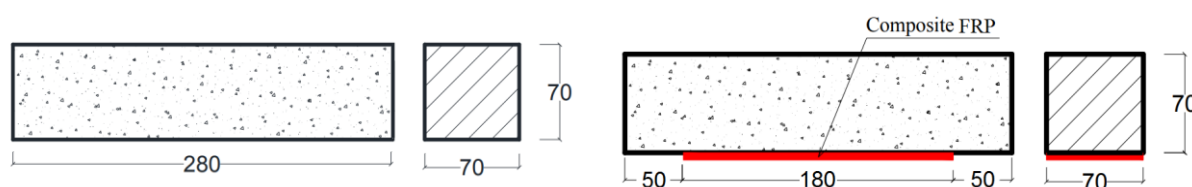
Figure II.29: Types d'essais d'impact.

II.7 Les Structures testées

Dans notre cas, un test d'impact peut être effectué en laissant tomber un poids sur des éprouvettes à partir d'une certaine hauteur. Pour des faibles hauteurs (Vitesses), l'événement d'impact n'entraîne pas la destruction complète des éprouvettes mais des rebonds. Dans le cas contraire, on assiste à une cassure qui peut nous donner l'énergie de rupture. La vitesse incidente peut être déterminée expérimentalement par une caméra à grande vitesse, un accéléromètre ou un capteur optique. L'un des avantages de ce type d'essais par rapport aux pendules Charpy et Izod est qu'une plus large gamme de géométries d'essai peut être adoptée. Bien qu'un impacteur sphérique. Les capacités dynamiques des éprouvettes peuvent être déterminées par un test de poids en une seule goutte tandis que l'énergie de fracture est déterminée par des tests multi-coups dans lesquels les échantillons échouent par un certain nombre de gouttes [28],[15].

Les figures II.30 et II.31 représentent les caractéristiques géométriques des éprouvettes testées avec ou sans patch. L'essai d'impact a été réalisé en appliquant, à partir de différentes hauteurs, un poids de chute (chute libre) avec une bille d'acier (0,7 kg) en un seul point situé au centre supérieur de la surface de la poutre en béton simplement supportée. La représentation du test est illustrée sur la figure II.32. L'énergie d'impact absorbée par les échantillons a été calculée par $W=mgh$. Les mécanismes d'endommagement des poutres impactées avec sans patch en présence des pré-fissures de 2 cm. Finalement une comparaison de l'énergie de rupture calculée analytiquement et celle obtenue expérimentalement est donnée au tableau II.29. Les résultats de ce tableau montrent une très bonne concordance.

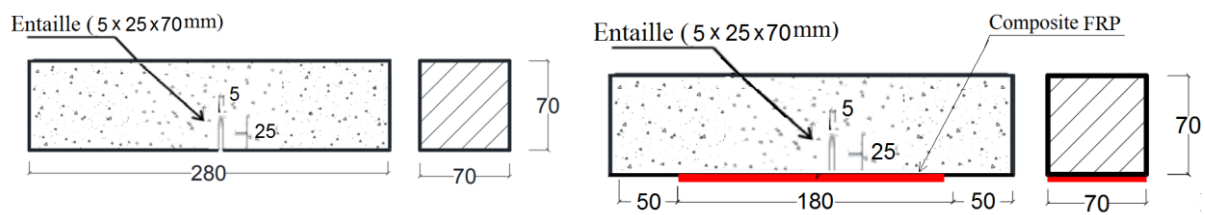
Où W , m , g , h désignent l'énergie d'impact, la masse de la boule métallique, l'accélération causée par la gravité et la hauteur de chute, respectivement.



a- Eprouvette sans entaille sans patch

b- Eprouvette sans entaille avec patch

Figure II.30: Eprouvette saine



a- Eprouvette avec entaille sans patch

b- Eprouvette avec entaille avec patch

Figure II.31: Eprouvette entaillées renforcées avec patch en FRP

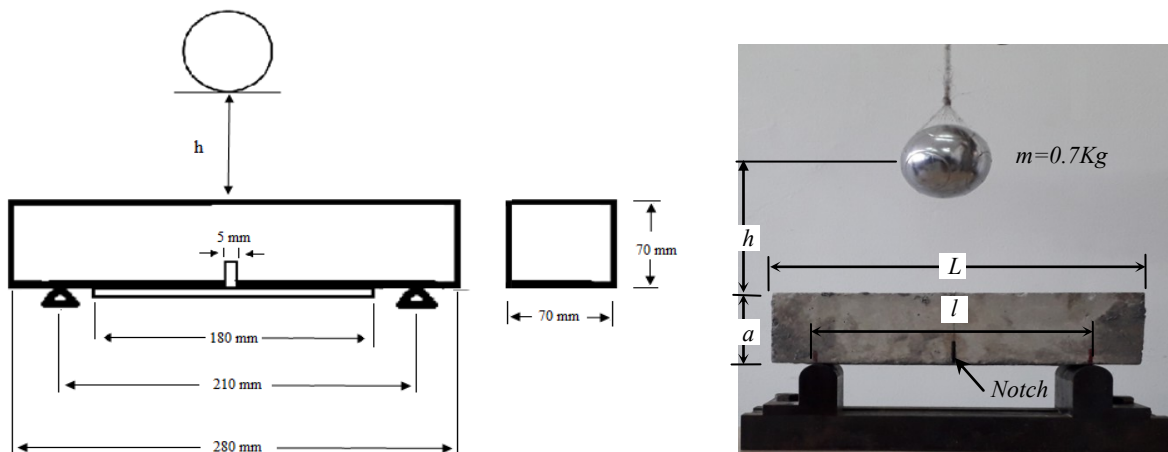


Figure II.32: Test de résistance aux chocs



a) Poutre sans entaille



b) Poutre avec entaille 2cm

Figure II.33 Mécanismes de ruptures des poutres impactées sans patch.



a) Poutre sans entaille



b) Poutre avec entaille 2cm

Figure II.34 Mécanismes de ruptures des poutres impactées avec patch.

Tableau II.8: les énergies expérimentales et analytiques (J) à la rupture pour les poutres en béton sans ou sans patch.

Spécimens	Hauteur de chute supérieure (mm)	Énergie expérimentale (J)
CB-N	735	5.04
CB-N10	300	2.06
CB-N15	297	2.03
CB-N20	285	1.92
CB-N25	260	1.77
CB-R	6000	32.77
CB-N10-R	4800	26.21
CB-N15-R	3900	21.30
CB-N20-R	3420	18.68
CB-N25-R	3000	16.38

II.8 CONCLUSION

Par ce chapitre, on a tenté de prédire la résistance aux chocs des structures en béton renforcées par des patches en FRP. A partir de cette campagne d'essais, on peut conclure que le PRF peut être utilisé pour renforcer et protéger les structures contre les événements d'impact. Les résultats présentés dans cette étude, nous ont permis de tirer les conclusions suivantes:

- 1- L'essai d'affaissement au cône d'Abrams est le plus couramment employé pour caractériser la consistance du béton sur chantier.
- 2- L'essai de résistance en compression nous a permis de vérifier la résistance ainsi que la rigidité du béton.
- 3- L'augmentation progressive de la résistance dépendant de la vitesse et de l'énergie de rupture.
- 4- Les matériaux FRP peuvent être utilisés pour améliorer la résistance aux chocs des structures RC, y compris les poutres. Ils conduisent à une augmentation des capacités de charge, de la ductilité et de l'absorption d'énergie.
- 5- La résistance à la traction des matériaux en PRF augmente à mesure que la vitesse de déformation augmente.

Références

- [1]. Chapitre 3 normes, matériaux, mélanges et essais utilisés, partie ii – étude expérimentale.
- [2]. Houria MEFTAH, contribution à l'étude du comportement à haute température des bétons de granulats recyclés, renforcés de fibres polypropylène, Département de Génie Civil, Faculté des sciences de l'ingénierie, Année : 2018.
- [3]. Fabrice GATUINGT, Dimensionnement de structures sous impacts : du comportement des matériaux à la simulation numérique, de l'école normale supérieure de CACHAN, le 3 Décembre 2009.
- [4]. BENMANSOUR Fatima, prédiction du comportement à rupture des structures en béton sous chargement dynamique rapide, Université Aboubakr BELKAID.
- [5]. Nasser-Eddine ATTARI, Réhabilitation et Renforcement des Poutres et Nœuds en Béton Armé par des Matériaux Composites, université de Bretagne-sud.
- [6]. J.-P. Ollivier, J.-M. Torrenti, La Durabilité des bétons, Chapitre 3, La structure poreuse des bétons et les propriétés de transfert, Ed. Presse des Ponts et Chaussées, 2008.
- [7]. Jean-Marie HENAULT, Approche méthodologique pour l'évaluation des performances et de la durabilité des systèmes de mesure répartie de déformation. Application à un câble à fibre optique noyé dans le béton. Université Paris-Est Ecole Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement, 18 novembre 2013.
- [8]. Imene BENAÏSSA, Béton de sable fibre projeté pour panneau 3D, L'Université de Cergy-Pontoise, France et l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran-M.B. 29 Octobre 2015.
- [9]. Pr. GHOMARI Fouad, Matériaux de Construction, Département de génie de civil, faculté de technologie de technologie, université aboubekrbelkaid.
- [10]. Guillaume CAMPS, Etude des interactions chemo-mécaniques pour la simulation du cycle de vie d'un élément de stockage en béton, Doctorat de l'université de TOULOUSE, 10 Septembre 2008
- [11]. Ilgar ALLAHYARI, Approche Performantielle des bétons : Vers une meilleure caractérisation des indicateurs de durabilité, Doctorat de l'Université DE TOULOUSE, 20 mai 2016.

- [12]. Farid Abou Chakra, Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone : comparaison des codes, 15 Dec 2017, HAL Id: Dumas-01664765
- [13]. Ba Tam TRUONG, Formulation, performances mécaniques, et applications, d'un matériau TRC pour le renforcement et la réparation de structures en béton/et béton armé : Approches expérimentale et numérique, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 19/07/2016.
- [14]. Natalija Bede, Dynamic fracture of notched plain concrete beams: 3D finite element study, International Journal of Impact Engineering 77 (2015) 176e188.
- [15]. Tingbian Zhan, Failure behaviors of reinforced concrete beam subjected to high impact loading, Engineering Failure Analysis 56 (2015) 233–243
- [16]. Thong M. Pham, Hong Hao, Review of Concrete Structures Strengthened with FRP Against Impact Loading, Structures 7 (2016) 59–70

Chapitre III

Modèle numérique d'une poutre renforcée par FRP sous impact

III.1 Introduction

Quotidiennement, les colonnes et poutres des parkings, des ponts et des étages inférieurs des bâtiments sont vulnérables aux charges d'impact induites par les collisions de véhicules. D'autres construction ont été utilisés pour des applications plus spécifiques de protection contre les charges d'impact (constructions militaires, stratégique, etc.). Pour éviter des pertes humaines et matériels, la protection et l'atténuation des dommages causés par les impacts sont importantes lors de la conception de ces structures du béton armé (BA) contre les charges d'impact possibles. Des informations supplémentaires sont nécessaires en ce qui concerne ce sujet afin d'employer des conceptions plus optimales. La réponse à l'impact des poutres en béton armé (BA) sous charge d'impact transversal a été étudiée expérimentalement [22] et numériquement par Hua Jiang et al (2012) [23]. Parmi ces nombreux travaux, l'étude expérimentale réalisée par Fujikake et al. (2009) et Saatchi et Vecchio (2009) ont consisté à analyser le comportement d'une poutre sous impact avec différents niveaux d'armature. Les travaux de Fujikake et al. (2009) se composait de trois poutres BA ayant un rapport de renforcement longitudinal variable soumis à l'impact à différents niveaux d'énergie cinétique, Ils ont conclu que des quantités variables de renforcement longitudinal gouvernent la quantité de dommages localisés qui peuvent s'accumuler dans un élément. Ils ont également constaté que la quantité de défaillance localisée peut être réduite en fournissant plus de renfort dans la face comprimée de la poutre. Dans le travail réalisé par Saatchi et Vecchio (2009), il a été constaté que sous l'impact, les mécanismes de cisaillement étaient les facteurs dominants dans le comportement primaire des poutres et cela était remarqué même dans les poutres soumise à la flexion, la rupture par cisaillement était toujours une préoccupation majeure sous une charge d'impact d'où, un renforcement transversal adéquat dans les sections critiques de cisaillement de la poutre est à prévoir empêchant ainsi qu'une partie de la poutre d'être endommagée.

L'utilisation de simulations numériques pour étudier la réponse des structures en béton armé soumises à des charges d'impact a été l'une des méthodes la plus privilégiée au cours de la dernière décennie, car elle constitue un moyen plus efficace et économique de tester le comportement des éléments présentant différentes caractéristiques. Divers chercheurs ont utilisé des logiciels commerciaux d'éléments finis pour reproduire ces expériences afin de créer un modèle numérique validée pour les futures procédures de conception. Ozbolt et Sharma (2011) [24] ont étudié des modèles de béton capables de capturer avec précision les

effets de vitesse et d'érosion du béton dans ces situations de chargement. Jian et coll. (2012) ont réalisé des études sur les tests de différents modèles de matériaux en béton pour prédire les forces d'impact maximales, les déformations à mi-portée et les modèles de fissures d'une poutre modélisée numériquement soumise à des charges d'impact. Do et al. [25] ont rapporté une étude numérique de la collision des colonnes de pont/véhicule et ont pu estimer la force d'impact maximale provoquant une augmentation considérable de la contrainte axiale. Les auteurs ont également observé que les moments de flexion et les forces de cisaillement variaient considérablement au cours d'un événement d'impact. S'il est crucial de développer des modèles validés qui peuvent donner avec des précisions la réponse d'un élément de structure sous impact, il est tout aussi important que des analyses approfondies soient également effectuées.

Plus précisément, le travail effectué jusqu'à présent ne parvient pas à aborder les forces internes générées et la distribution des contraintes qui dominent les paramètres de conception de la poutre renforcée par matériaux composites saines ou fissurées. L'objectif de ce travail est d'étudier les mécanismes de résistance des poutres sous charges d'impact en analysant les forces internes, les énergies et la distribution d'énergie à l'aide du logiciel ANSYS. A cet effet, une série d'analyses paramétriques étudiant les effets de différentes variables a été réalisée. En développant un modèle numérique capable de prédire avec précision une réponse aux chocs et en étudiant les actions internes, suivi d'une d'études paramétriques, des recommandations de conception peuvent être améliorées.

III.2 Caractéristiques des matériaux utilisés

III.2.1 Béton :

Le béton est un matériau quasi fragile et présente des comportements très différents (Figure III.1) en compression et en traction. La relation entre les résistances en compression et en traction du béton final et le module d'élasticité du béton (E_c) est exprimée par [4-5]. Pour la partie ascendante de la figure 1, la relation contrainte-déformation uni axiale en compression pour le modèle de béton a été obtenue en utilisant les équations suivantes pour calculer la courbe contrainte-déformation multilinéaire isotrope du béton dans les [5-6].

Le développement d'un modèle pour le comportement du béton est une tâche difficile. Le béton est un matériau quasi fragile qui a un comportement différent en compression et en

traction. La résistance à la traction du béton est généralement de 8-15% que celle de la compression (Figure III.1).

En compression, la courbe contrainte-déformation du béton est linéairement élastique jusqu'à environ 30% de la contrainte maximale. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente progressivement jusqu'à son optimum en compression f'_c . Au-delà de ce point, la contrainte diminue et atteint la région adoucissante. Finalement, il se forme des zones de rupture préférentielle autour desquelles le matériau se décharge jusqu'à la déformation ultime ϵ_0 .

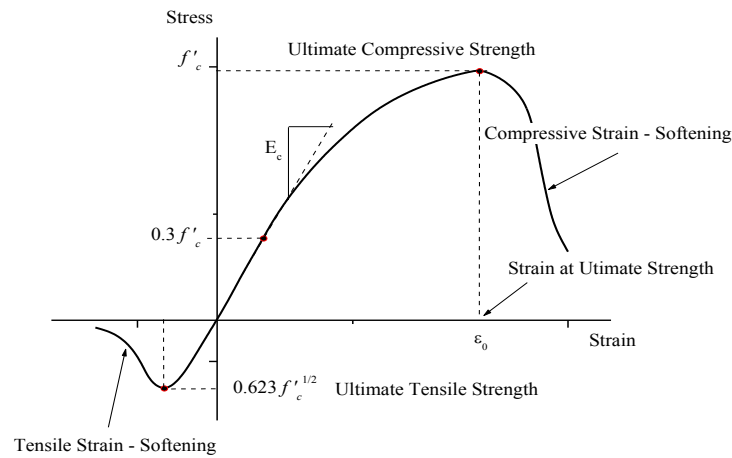


Figure III.1 : Courbe type du comportement en compression et traction du béton [7]

En traction, l'évolution contrainte-déformation pour le béton possède une allure presque linéaire élastique jusqu'à la contrainte maximale de traction f_t . Après ce point, les fissures du béton et la résistance diminuent progressivement jusqu'à zéro. La contrainte de traction f_t et le module d'élasticité E_c du béton sont exprimés selon [8-9]:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (\text{III.1})$$

$$f_t = 0,623 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{III.2})$$

Pour la partie ascendante de la figure III.1, la corrélation contrainte-déformation en compression uni-axiale pour le modèle du béton a été obtenue en utilisant les équations suivantes pour calculer les composantes de la courbe contrainte-déformation multilinéaire isotrope du béton. [10, 11].

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2} \quad (\text{III.3})$$

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{f'_c}{E_c} \quad (\text{III.4})$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (\text{III.5})$$

Le logiciel ANSYS requière les données d'entrée des propriétés du béton, comme suit:

- Le module d'élasticité(E_c).
- La résistance ultime en compression uni axiale (f'_c).
- La résistance ultime à la traction uni axiale (f_t).
- Coefficient de Poisson(ν).
- La courbe contrainte-déformation du béton en compression uni axiale.

Tableau III.1: Propriétés Mécanique du béton

N° du matériau	Propriétés du matériau		
	Linéaire isotrope		
	Module de Young	E_b	25410.45 (MPa)
	Coefficient de Poisson	ν_b	0.2
1	Multilinéaire isotrope		
	N° du point	déformation (mm/mm)	contraintes (MPa)
	1	0.000396	10.7
	2	0.000717	12.8
	3	0.00104	15.6
	4	0.00136	18.8
	5	0.00168	21.4
	6	0.00200	25.8
	7	0.00232	27.3
	8	0.00264	29.23

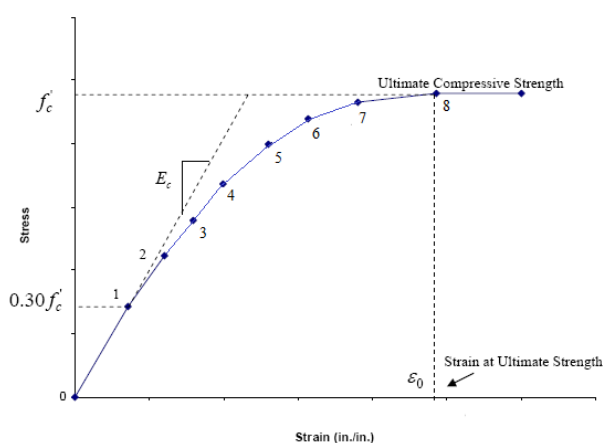


Figure III.2 : Courbe contrainte-déformation du béton en compression uni-axiale

III.2.2 Composite FRP

Le renforcement par composite dans l'approche expérimentale a été réalisé à partir d'un tissu de fibre de carbone noyé dans une résine appropriée (matrice). Les caractéristiques du carbone sont déjà définies dans le chapitre 2, [12].

Les propriétés du FRP en carbone utilisées pour notre modèle selon les essais de traction sous chargement monotone sont données dans le tableau III.2:

Tableau III.2: Propriétés mécanique du FRP. [7]

N° du matériau	Propriétés du matériau		
2	Linéaire isotrope		
	Module de Young	E_{CFRP}	43500 (MPa)
	Coefficient de Poisson	ν_{CFRP}	0.24
	Limite élastique	f_e	403 (MPa)
	Module tangent		0

III.2.3 Adhésif Sikadure

Tableau III.3: Propriétés mécanique de la colle sikadure. [7]

N° du matériau	Propriétés du matériau		
3	Linéaire isotrope		
	Module de Young	$E_{Sikadure}$	3800 (MPa)
	Coefficient de Poisson	$\nu_{Sikadure}$	0.22

III.3 Modèle numérique développé

III.3.1 Algorithme de contact

Lors de la modélisation des structures, le choix des lois de comportements des matériaux et les conditions aux limites peuvent fortement affecter la précision des résultats numériques, les algorithmes de contact affecteraient également beaucoup la précision des résultats. La précision des forces et des contraintes générées dans les éléments d'un modèle d'éléments finis dépend fortement des algorithmes employés. Deux ensembles de schémas de contact peuvent être définis : basé sur les *nœuds* et basé sur les *éléments*.

- Les algorithmes de contact basés sur les *nœuds* détectent la pénétration des nœuds dans les éléments et des forces de pénalité sont ensuite appliquées aux nœuds de pénétration et de élément.

- Les algorithmes de contact basés sur les *éléments* détectent cependant les pénétrations d'un élément dans un autre élément et des forces de pénalité sont appliquées aux nœuds de chaque élément correspondant.

Une méthode de pénalité est utilisée lors du calcul des forces de contact ; cette méthode est constituée de ressorts placés perpendiculairement aux nœuds de pénétration et aux surfaces de contact. Les pénétrations résultantes sont détectées et des forces leur sont appliquées en fonction du maximum des deux valeurs de rigidité de pénalité.

III.3.2 Géométrie proposée

Dans le modèle numérique, la poutre en béton montée sur support avec et sans entaille intermédiaire est prise en compte pour l'analyse d'impact à l'aide du logiciel ANSYS disponible dans le commerce. La simulation du test d'impact de poids de chute a été réalisée par ANSYS / Explicit dynamique. La poutre en béton est composée de dimensions $70 * 70 * 280$ mm³. Le béton est modélisé à partir du comportement endommagé en traction et en compression, en considérant des bas isotropes multilinéaires. L'écrasement par compression et la fissuration par traction des dommages du béton sont considérés pour montrer les mécanismes de rupture. Le modèle d'endommagement progressif est utilisé pour illustrer le comportement de la poutre en béton armé.

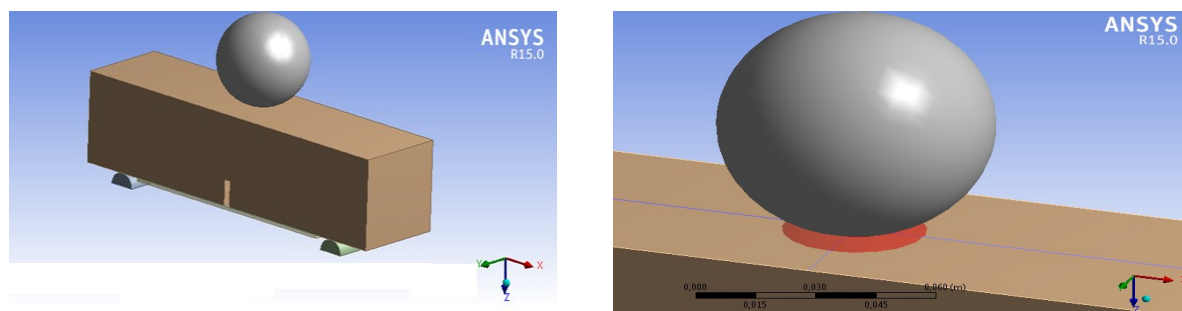


Figure III.3: Geometrie prposées

Les caractéristiques géométriques de notre modèle sont regroupées au tableau III.4

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de la poutre et de la plaque FRP.

Symboles	Désignations	Grandeurs [mm]
B_{frp}	Largeur du renfort FRP	70
B_p	Largeur de la poutre en BA	70
H_p	Hauteur de la poutre en BA	70
L_{ap}	Distance entre les appuis	210
L_{frp}	Longueur du renfort FRP	180
L_p	Longueur de la poutre en BA	280
E_e	Epaisseur de l'entaille	5
T_{frp}	Epaisseur du renfort FRP	2.5

III.3.3 Maillage adopté

Pour vérifier la convergence du modèle proposé, trois maillages sont choisis avec des éléments de tailles différentes; une maille fine (maille1) avec des éléments de taille 1 mm, une maille moyenne de 5 mm et une maille espacée de 15 mm (maille 3) .L'impacteur a été modélisé avec un corps rigide traduit par des éléments rigides discrets. De plus, l'analyse numérique 3D est effectuée à l'aide d'Ansys, comme le montre la figure III.4.Des éléments de brique isotropes à 20 nœuds (solide 95) sont utilisés pour la poutre en béton et l'adhésif. Pour le patch, des éléments en briques anisotropes (Solid 46) sont choisis pour modéliser chaque couche de feuille de carbone. Le contact entre l'impacteur et l'éprouvette est modélisé dans Ansys / Explicit par l'algorithme de contact pour générer les forces de contact.

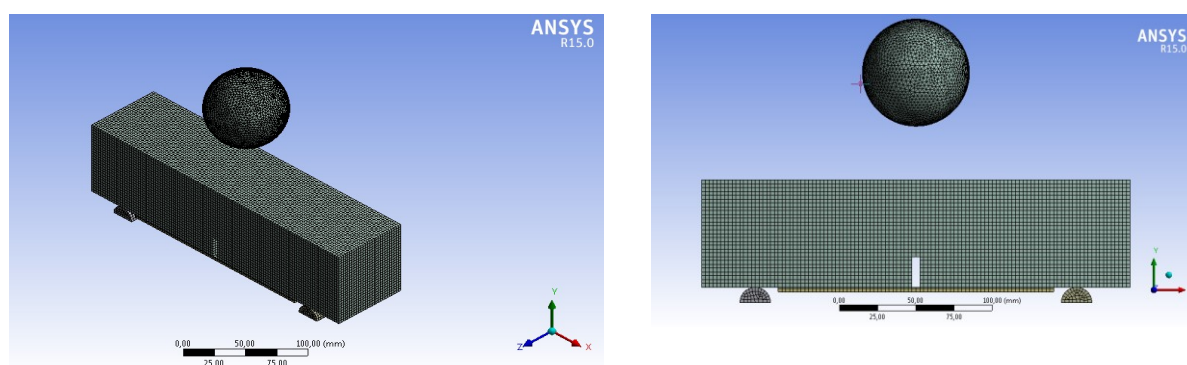


Figure III.4 : Maillage de a structure

Figure 95.1: SOLID95 Geometry

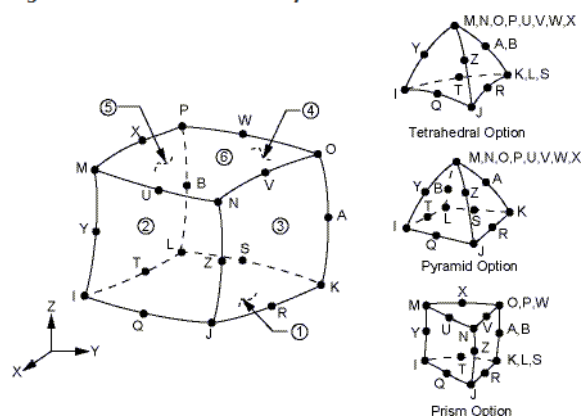


Figure III.5 : Solide 95.

Figure 164.1: SOLID164 Geometry

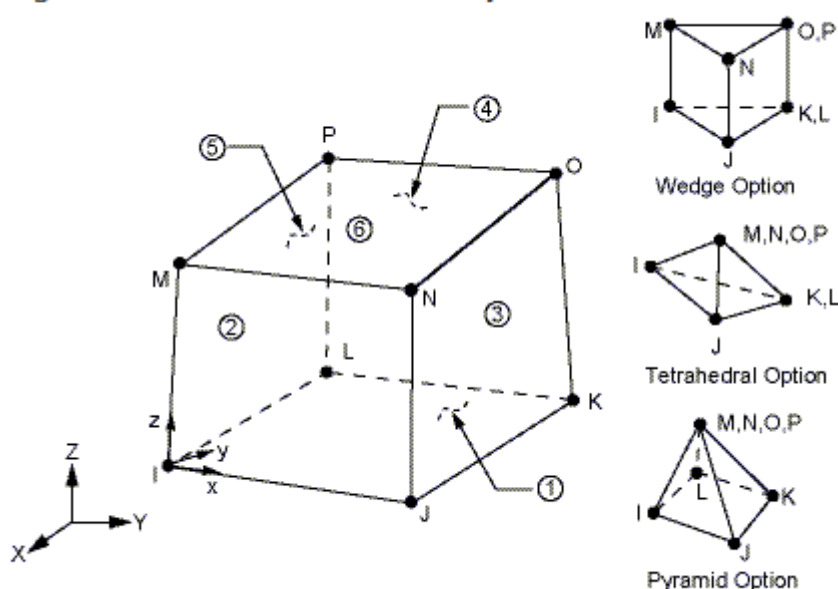


Figure III.6 : Solid 46

III.4 Validation des résultats

III.4.1 Charge d'impact

La figure III.7 montre la comparaison entre les historiques de charge expérimentale et prévue pour trois maillages adoptés pour la poutre en béton encochée à deux vitesses d'impact $V = 0,881 \text{ m/s}$ et $V = 1,76 \text{ m/s}$. Un accord raisonnable est obtenu entre les prédictions numériques et les valeurs expérimentales. Les deux figures montrent clairement que les résultats expérimentaux de Bede et al. [15] sont nettement inférieurs à celui de son modèle

numérique qu'est la vitesse d'impact. Selon les auteurs, le modèle numérique surestime les sommets observés dans les expériences. Ils ont également la difficulté à mesurer avec précision les charges d'impact dans l'expérience; l'accord est relativement bon. Afin de surmonter cette difficulté de validation entre modèles numériques et expérimentaux, nous avons adopté trois tailles de mailles (espacée, moyenne et fin). Nous avons constaté qu'un maillage fin (maillage 1) donne des résultats très proches du modèle expérimental. Par contre, un maillage espacé (maillage 3) convient le mieux au modèle numérique de Bede et al. [15]. Bien que le maillage moyen (maillage 2) se situe entre les deux résultats. Nous pouvons donc dire que Bede et al. [15] aurait affiné le maillage pour obtenir des résultats plus réalistes.

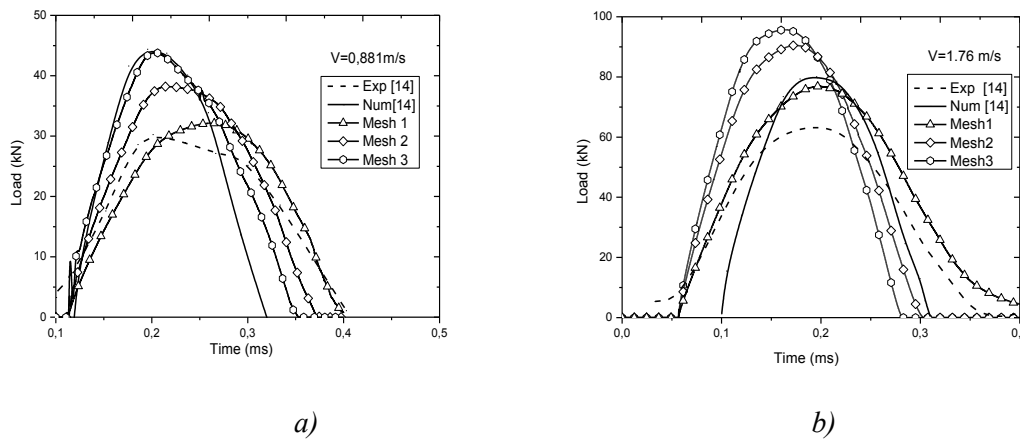


Figure III.7 : Comparaison entre la charge d'impact numérique et expérimentale en fonction du temps de la poutre de béton à encoches pour différentes vitesses d'impact. a) $V = 0,881 \text{ m/s}$, b) $V = 1,76 \text{ m/s}$

S

Pour vérifier l'effet de la profondeur des entailles sur les poutres en béton renforcées et non renforcées, Figure III.8 est tracé. Sur cette figure une profondeur de cinq entailles est choisie (0, 10, 15, 20 et 25 mm) pour les poutres renforcées et non renforcées afin de quantifier son effet sur les courbes force-temps de l'impact. Pour information, tous les spécimens testés sont désignés par CB pour la conception de la poutre en béton. N et R sont ajoutés pour identifier les poutres entaillé et réparé. De plus, cette notion est suivie d'un nombre indiquant la profondeur de l'entaille. Si ce nombre n'est pas mentionné, l'entaille est égale à zéro. Pour les poutres non renforcées (Figure III.8.a), le temps d'impact est très court avec une très faible charge d'impact ($t \leq 5 \text{ ms}$), car nous avons une défaillance rapide du faisceau. Cette charge d'impact diminue en fonction de la profondeur d'entaille. Ceci est dû à la perte locale de

rigidité au centre de la poutre en béton. Cette force qui est de 26,2 kN pour un faisceau intact ne sera que de 11,2 kN si cette entaille atteint 25 mm.

Par contre, pour les poutres renforcées ultérieurement (Figure.III.8.b), le temps d'impact est assez long avec une charge d'impact très élevée, car les poutres renforcées est plus résistantes au rebond. La charge d'impact maximale pour les poutres renforcées CB-R atteint 62,1kN contrairement à la poutre CB-N où cette charge n'est que de 31,3kN. En raison de la correction, cette charge a été doublée. Par conséquent, la portance de notre poutre RC est considérablement améliorée. Malgré la présence de l'entaille, le rebond reste indique le bon fonctionnement du patch. Il est à noter que cette charge d'impact a été réduite en présence de l'entaille, mais cela reste important.

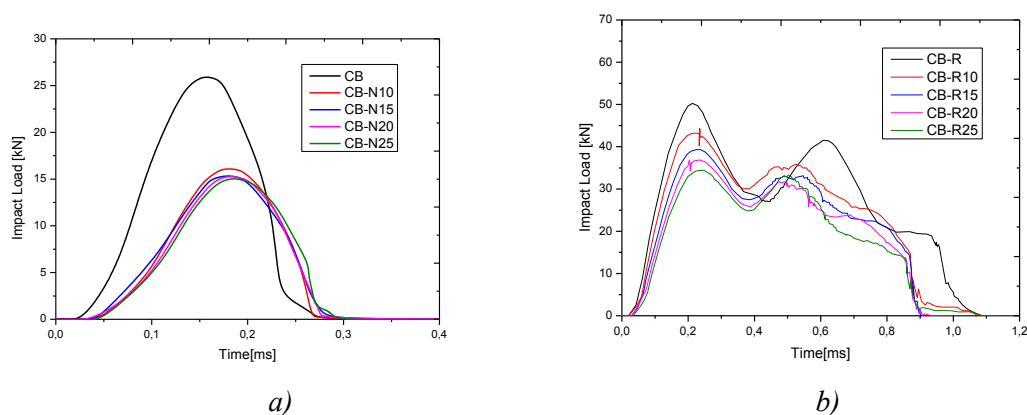


Figure III.8 : Réponse dans le temps des faisceaux RC avec des profondeurs d'encoches différentes, a) Faisceau non monté ultérieurement b) Faisceau installé ultérieurement

III.4.2 Réponse énergétique

D'après la littérature, l'énergie absorbée par la poutre de béton lors d'un impact est quantifiée par la surface sous les courbes (Figure III.9). Il est clair que cette zone est plus grande dans le cas de la poutre en béton réaménagée et que la durée de l'impact est très importante car la réponse énergétique augmente en raison de la présence de plaques. Les pertes d'énergie provoquées par la profondeur des entailles signifient que nous avons la présence de défaillances. Le tableau III.5 est tracé pour comparer l'énergie maximale prédite par les résultats numériques obtenus expérimentalement par chute de poids de chute à différentes hauteurs pour poutres en béton réhabilitées et non réhabilitées. Il est clair que les résultats numériques et expérimentaux concordent bien pour l'état de la poutre en béton (rénovée et

non rénovée). Dans le cas le plus extrême, la différence maximale n'a pas dépassé 3,36 % pour les poutres modernisées CB-N25-R. Cette différence était très faible pour la poutre modernisée (0,15 % pour le CB-R).

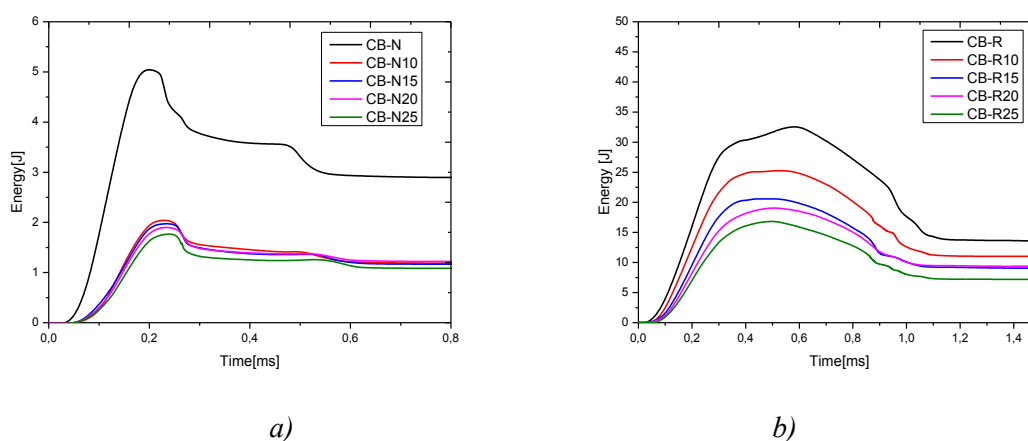


Figure III.9 : Réponse énergétique des faisceaux RC avec des profondeurs d'encoches différentes,

a) Faisceau non monté ultérieurement b) Faisceau installé ultérieurement

Tableau III.5. Comparaison entre les énergies expérimentale et numérique (J) à la rupture pour une poutre en béton reconstituée et non reconvertie

Spécimens	Hauteur de chute supérieure (mm)	Vitesse à l'impact (m / s)	Énergie expérimentale (J)	Énergie numérique (J)	Différence (%)
CB-N	735	3.80	5.04	5.06	0.4
CB-N10	300	2.43	2.06	2.07	0.5
CB-N15	297	2.41	2.03	2.00	1.48
CB-N20	285	2.34	1.92	1.93	0.52
CB-N25	260	2.25	1.77	1.78	0.56
CB-R	6000	4.43	32.77	32.72	0.15
CB-N10-R	4800	3.96	26.21	25.50	2.71
CB-N15-R	3900	3.57	21.30	20.76	2.54
CB-N20-R	3420	3.34	18.68	19.21	2.84
CB-N25-R	3000	3.13	16.38	16.93	3.36

III.4.3 Modèle de fissuration

Afin de visualiser les modes de défaillance des poutres en béton reconstituées et non reconstituées, les schémas de fissure seront tracés dans les figures 10 et 11 afin d'expliquer d'avantage les mécanismes de défaillance lors des événements d'impact. Les deux figures comparent les contours des dommages obtenus à partir de l'analyse numérique avec les motifs

de fissures développées dans les poutres après des essais de choc sous un poids de chute. Des fissures de flexion uniformément réparties ont été observées au centre du faisceau. En comparaison aux fissures observées dans le spécimen CB-N, les fissures du spécimen CB-N20 ont été réduites en raison de la présence d'une entaille. Au fur et à mesure que la charge augmentait, la taille de la flexion augmentait, conduisant à une défaillance de flexion au niveau de la région médiane. Le mode de défaillance ultime consistait en un écrasement du béton à la surface supérieure de la zone médiane. Au moment de la défaillance, tous les faisceaux présentaient une réponse critique en flexion, avec des fissures verticales se propageant initialement dans la région de flexion pure, avant de se rapprocher de ces supports. Mais pour la poutre en béton réaménagée (figure III.11), des fissures de flexion apparaissent au centre et dans la poutre. Mais en raison de la présence du patch au bas de la poutre en béton, ces fissures ont été stoppées. Par conséquent, le mode de défaillance passe de la flexion au cisaillement et les fissures diagonales proches du point de chargement dominent le schéma de défaillance, formant ainsi un bouchon de cisaillement. Le premier cas de fissuration fait référence à l'apparition de la première fissuration de flexion sur la poutre. La fissuration en diagonale est la première fissure inclinée commencée du support en raison de l'effet de cisaillement. Ces fissures ont continué à s'étendre vers la zone de compression, où certaines surfaces supérieures étaient relativement écrasées. Ce phénomène a été accéléré et devient plus apparent grâce à la présence de l'entaille (CB-N20-R). Pour les échantillons, tout phénomène de délamination a été observé car le patch était correctement placé. À partir de ces figures, on peut voir que les modèles de dommages obtenus numériquement se comparent bien aux observations expérimentales.

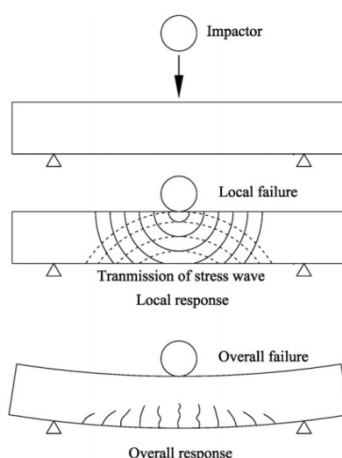


Figure III.10 : Repense d'impact pour des poutres en béton renforcées. [19]

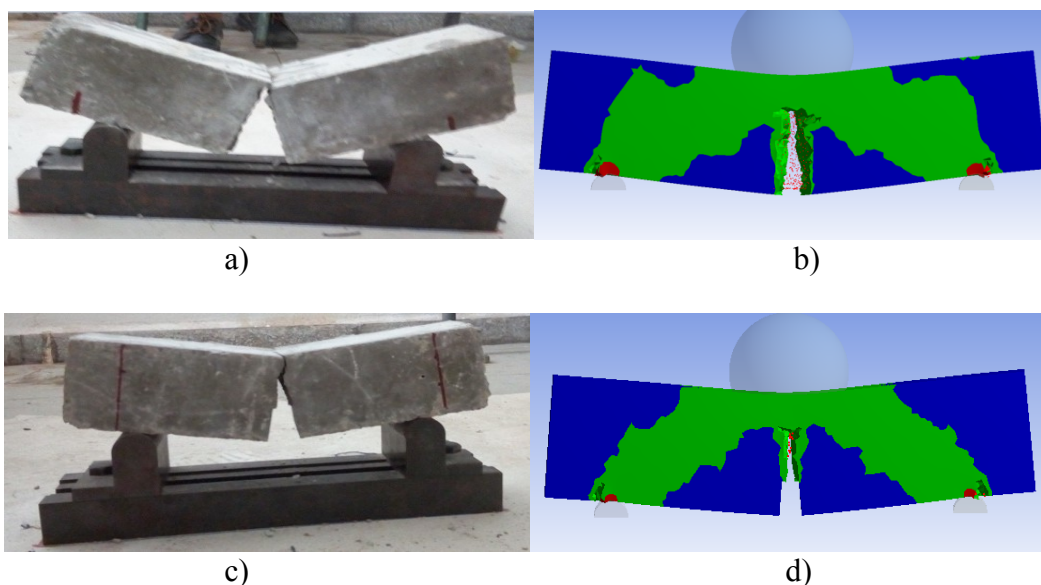


Figure III.11 : Types de dommages pour la poutre en béton non rééquipée, a) Expérimentation d'un spécimen de CB-N, b) Numérique du spécimen de CB-N, c) Expérimental d'un spécimen de CB-N20, d) Numérique du spécimen de CB-N20.

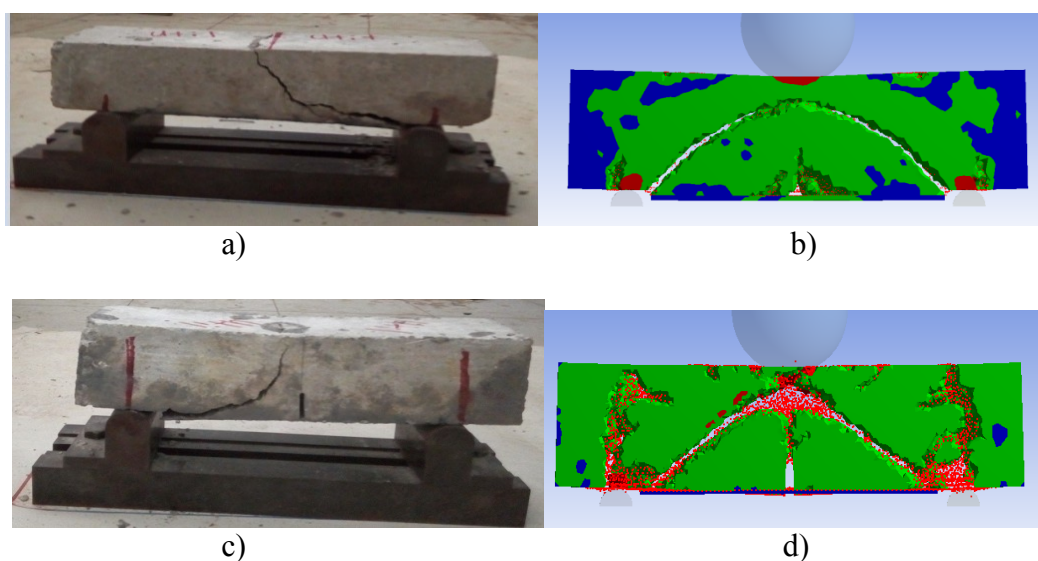


Figure III.12: Types de dommages pour la poutre en béton installée ultérieurement, a) Expérimentation de l'échantillon CB-R, b) Numérique du spécimen de CB-R, c) Expérimental de l'échantillon CB-N20-R, d) Numérique du spécimen de CB-N20-R.

III.4.4 Répartition des contraintes interraciales

Dans la littérature [16-17], seules quelques études ont rapporté les résultats de la distribution des contraintes interraciales des poutres en béton réhabilitées et non réhabilitées lors d'un impact de chute de poids. La majorité des études avaient convenu d'une augmentation des courbes charge-temps, déplacement-charge et énergie-temps. L'analyse des contraintes est nécessaire pour comprendre l'évolution de la distribution des contraintes interraciales dans les tests d'impact, car les résultats expérimentaux ne donnent que des réponses en termes

d'énergie, de déformation et de déplacement en termes d'historique de temps de chargement. Différent de celui des essais statiques, car les charges d'impact généreront des vibrations structurelles générant des moments négatifs dans la poutre [14-18]. Ces moments négatifs mènent à la défaillance des structures de manière inattendue. Cependant, la réponse au rebond et les vibrations doivent être étudiées pour mieux comprendre leurs effets sur l'évolution des contraintes des poutres en béton reconstituées et non rééquipées.

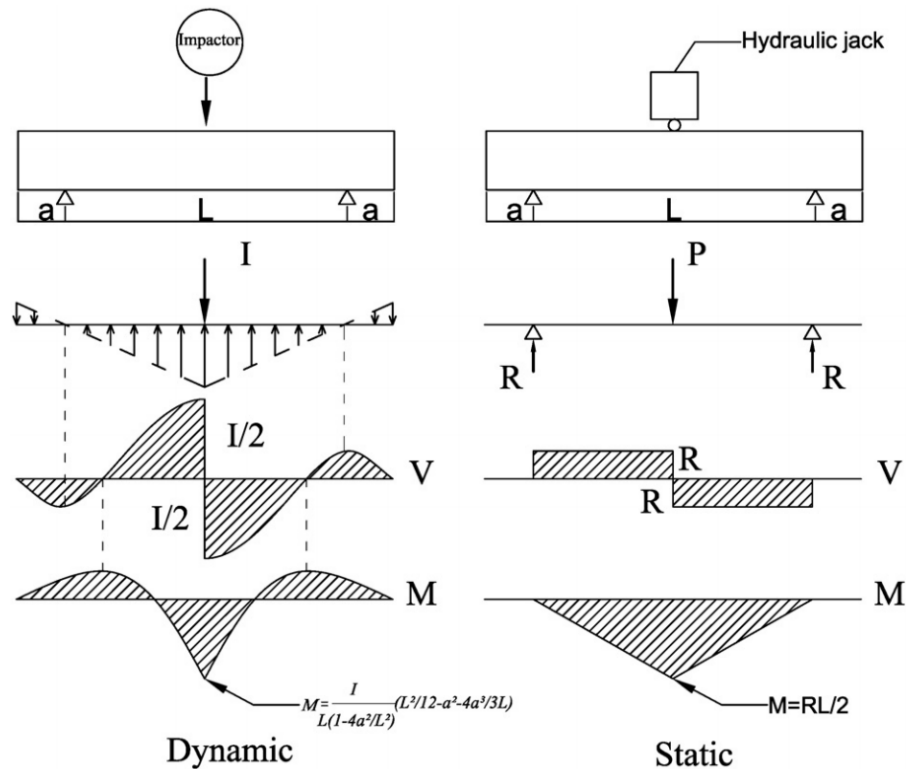


Figure III.13 : Diagramme du moment et l'effort tranchant d'une poutre sous sollicitation statique et dynamique [19]

III.4.4.1 Effet de l'impact temporel

Pour les poutres en béton, certains travaux ont montré que le mode de défaillance peut passer du mode flexural sous des charges statiques au mode de défaillance par cisaillement sous des charges d'impact. Ce phénomène intéressant a été expliqué par la participation de la force d'impact, des forces de réaction et des forces d'inertie lorsqu'un poids au sol chute dans les conditions d'équilibre de la poutre en béton [18-20]. Pour examiner ce phénomène, nous avons tracé en figures 14 et 15 la distribution des contraintes normales et de cisaillement au bas de la poutre en béton entaillées et renforcées avec un impact intermédiaire dans le temps, respectivement. Nous disons que, lorsque la chute de poids pèse sur la poutre en béton, elle

gène des ondes de contrainte se propageant dans la poutre. L'onde longitudinale et l'onde de cisaillement se propagent à l'intérieur de l'interface patch-poutre à grande vitesse mais à faible énergie. Sur les deux figures, une symétrie parfaite a été observée entre les contraintes normales (σ_x) et de cisaillement (τ_{xy}) données par le modèle numérique. Au centre de la poutre, la contrainte normale présente une valeur maximale, tandis que la contrainte de cisaillement est nulle et atteint la valeur maximale tout près du centre. Au bord, contrainte normale très sensible au bas d'une poutre non modifiée (Figure III.14.a) deviennent peu à peu en présence du patch (Figure III.15.a). À l'inverse, les contraintes de cisaillement nulles au bord (Figure III.14.b) deviennent très importantes au niveau du patch-poutre d'interface (Figure III.15.b). Nous concluons que la présence de pièces rapportées pendant l'impact génère des contraintes de cisaillement interraciales au niveau des bords et réduisent les contraintes normales comparativement à celles indiquées au centre. En fonction de la durée de l'impact, les contraintes normales et de cisaillement augmentent avec les fluctuations visibles jusqu'à la rupture totale de la poutre en béton. Ces fluctuations indiquent la présence du phénomène de dommage. En ajoutant un patch au bas de la poutre, toutes les contraintes sont intensément intensifiées, indiquant l'augmentation de la capacité portante de notre poutre en béton. De plus, les fissures de flexion générées pour le faisceau non modifié sont devenues diagonales en présence du patch. Nous concluons que la présence du patch améliore les performances de la poutre en béton par l'augmentation de la capacité portante et le changement de mode de défaillance.

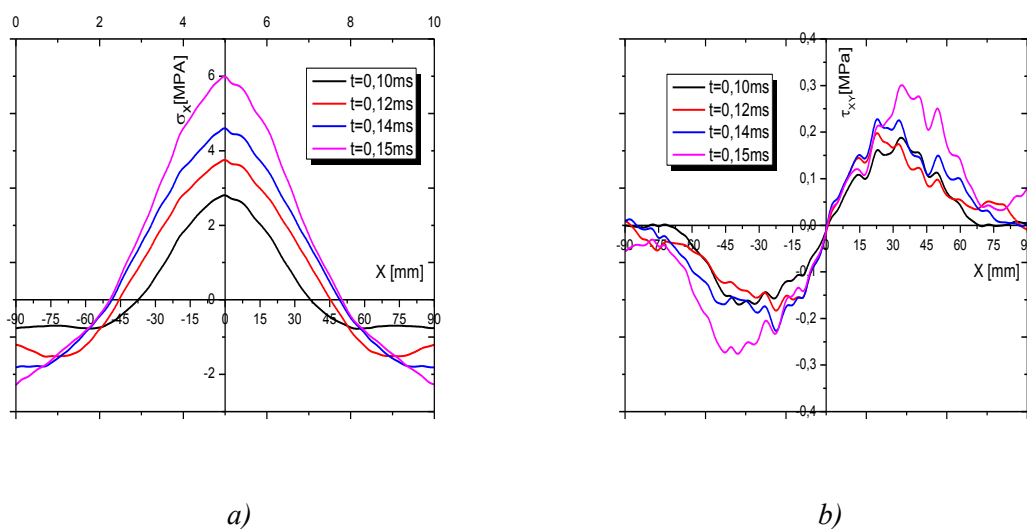


Figure III.14 : La répartition des contraintes au bas de la poutre en béton non modifiée à des moments différents a une incidence sur $v = 3,8 \text{ m/s}$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy} .

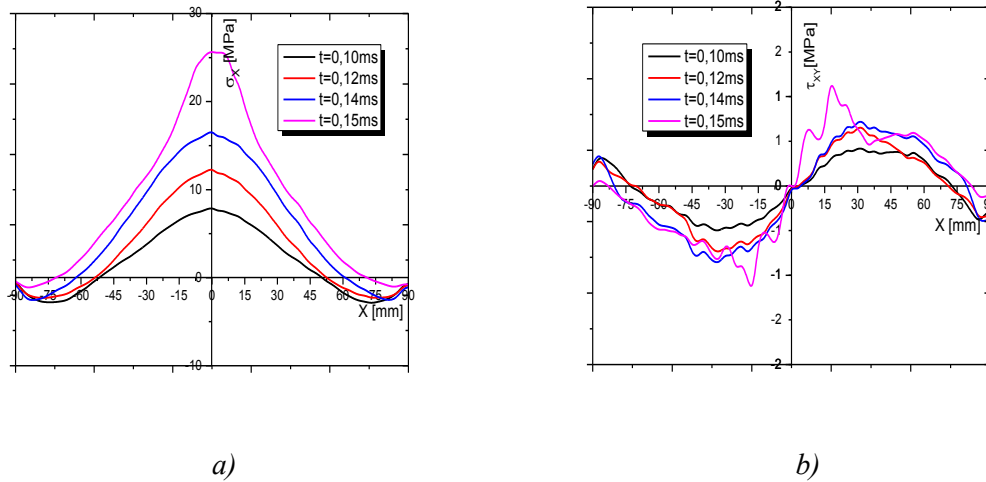
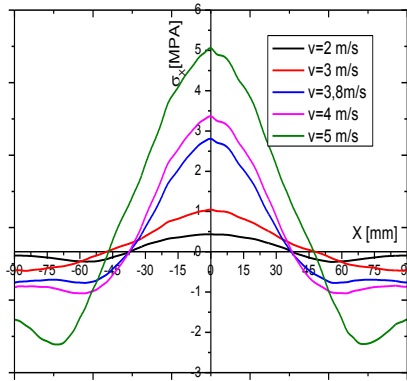


Figure III.15 : La répartition des contraintes à l'interface de la poutre en béton installée ultérieurement à différents moments, impact pour $v = 4,43 \text{ m/s}$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy} .

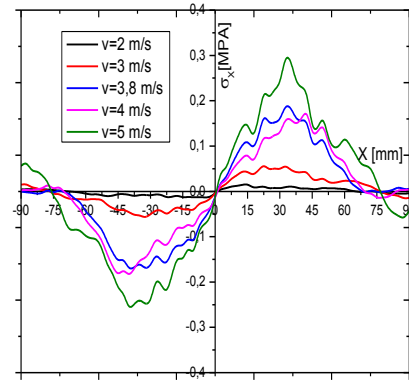
III.4.4.2 Effet de la vitesse

Les courbes de distribution des contraintes interraciales de la poutre de béton à différentes vitesses d'impact sont indiquées sur les figures. 16 et 17. La vitesse d'impact variait de 2 m/s à 5 m/s pour observer la distribution des contraintes normales et de cisaillement le long du fond du faisceau non modifié et du faisceau de liaison d'interface pour le faisceau de béton installé ultérieurement. Après cela, nous avons déduit l'évolution des dommages correspondants, car ils sont causés par une combinaison de contraintes normales et de cisaillement. Sur les deux figures, nous avons constaté que l'augmentation de la vitesse de chute de 2 à 5 m/s affecte de manière significative les contraintes normales et de cisaillement. La contrainte normale est considérablement augmentée au centre de la poutre. Dans les poutres non renforcée (Figure III.16.a), cette contrainte passe de $0,44 \text{ MPa}$ pour $v = 2 \text{ m/s}$ à $5,1 \text{ MPa}$ lorsque $v = 5 \text{ m/s}$. Mais dans les poutres renforcée ultérieurement (Figure III.17.a), la situation devient plus significative car la contrainte normale au centre atteint 89 MPa pour $v = 5 \text{ m/s}$ contre $16,5 \text{ MPa}$ pour $v = 2 \text{ m/s}$. Le cas le plus intéressant est l'évolution de la contrainte de cisaillement (Figure III.16.b et Figure III.17.b). Pour un faisceau non installé ultérieurement, les contraintes de cisaillement sont insignifiantes malgré l'augmentation de la vitesse. Seules quelques oscillations apparaissent sur les courbes, ce qui marque l'apparition de dommages causés par des poutres en béton. Mais pour le faisceau mis à niveau, les contraintes de cisaillement sont devenues très critiques, en particulier aux deux bords du patch-poutre d'interface. Pour $v = 5 \text{ m/s}$, cette contrainte atteint $8,01 \text{ MPa}$. Cette

valeur de stress est très dramatique pour l'interface. En utilisant le modèle de dommage concret, on observe de très grandes oscillations sur toutes les courbes représentant les quatre vitesses sélectionnées. Ces oscillations génèrent les dégâts dramatiques de la poutre en béton. Ces concentrations importantes des contraintes de cisaillement sur les bords indiquent l'apparition d'une fissure diagonale du point d'application de l'impact au bord du patch.

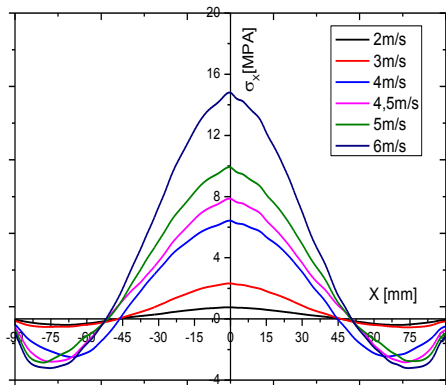


a)

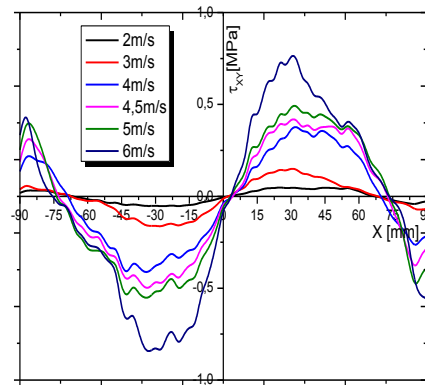


b)

Figure III.16 : Répartition des contraintes au bas de la poutre en béton non rééquipée en fonction de la vitesse d'impact pour une heure fixe $t = 1-e4s$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy} .



a)



b)

Figure III.17 : Répartition des contraintes à l'interface du faisceau de béton installé ultérieurement en fonction de la vitesse d'impact pendant un temps fixe $t = 1-e4s$, a) contrainte normale σ_x , b) contrainte de cisaillement τ_{xy} .

III.4.4.3 Effet de la période d'impact

Aux figures. Les historiques 17 et 18 présentent les contraintes de temps et de cisaillement selon l'historique des temps pour les équipements réaménagés et non rééquipés, avec et sans entaille de la poutre en béton. Nous avons constaté que pendant l'impact du faisceau impacteur, l'impact de la chute de poids sur la poutre en béton est caractérisé par une contrainte interrassiale au niveau du faisceau Patch de grande intensité sur une courte période ($t = 0,38$ ms pour σ_x et $t = 0,22$ ms pour τ_{xy}). Sur les deux figures, le comportement de la poutre en béton sous une charge d'impact peut consister en deux phases de réponse. Tout d'abord, nous avons une réponse locale due aux ondes de stress qui se produisent au point de chargement pendant une très courte période. Cependant, une vibration de faible amplitude a été observée lors de la phase de déchargement. Après cela, nous avons une réponse d'impact générée par la vibration qui dure. Durée considérablement plus longue. Les deux phases qui provoquent un impact répété peuvent conduire à une réduction des performances de l'interface, en particulier sur les poutres en béton non réaménagées et entaillées. En utilisant des patchs au bas de la poutre CB-R (Figure III.18), la contrainte normale inter faciale est considérablement accrue ($x = 123$ MPa), comparativement à la poutre non réinstallée CB-N ($x = 4,2$ MPa). Pour la poutre entaillée CB-N20-R, la présence de patch maintient la contrainte normale avec une valeur importante ($x = 5,3$ MPa) comparativement à la poutre entaillée et non encastrée CB-N20 ($x = 4,3$ MPa). Sur la figure III.19, le patch augmente la contrainte de cisaillement interrassiale jusqu'à 8,1 MPa, contre 2,5 MPa pour la poutre non patchée. Le patch améliore relativement cette contrainte ($\sigma_{xy} = 3,8$ MPa) pour le faisceau entaillé. Nous concluons que la durée d'impact est très courte comparativement aux ondes de contraintes causées par la vibration. De plus, le patch améliore les performances de la poutre en béton entaillée.

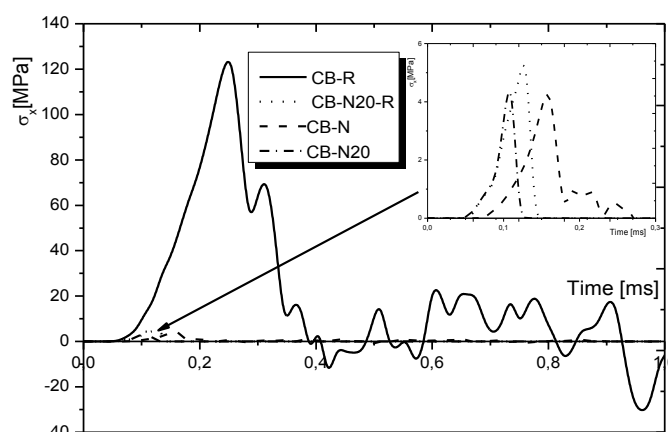


Figure III.18 : Contraintes normales σ_x en fonction du temps pour les poutres en béton rééquipées et non rééquipées

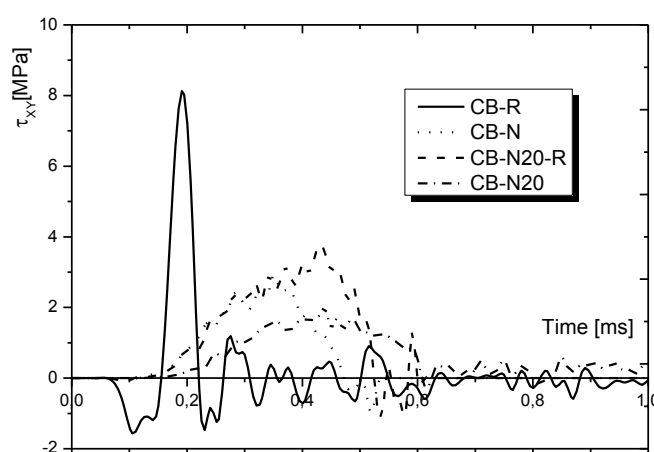


Figure III.19 : Historique des contraintes de cisaillement τ_{xy} en fonction du temps pour les poutres en béton rééquipées et non rééquipées.

III.5 Conclusion

Le comportement dynamique d'une poutre crantée simple sous une charge d'impact de flexion à trois points de marteau est étudié numériquement. La dépendance au taux dans l'analyse numérique est prise en compte par le modèle micro plan dépendant du taux pour le béton, tandis qu'une analyse dynamique explicite est effectuée pour tenir compte de l'influence de l'inertie structurelle. Pour modéliser l'impact du marteau sur une poutre en béton ordinaire, une analyse dynamique par éléments finis multi-corps est effectuée.

En général, on constate que les résultats numériques présentent un bon accord avec les homologues expérimentaux;

Sur la base des résultats de l'analyse numérique et de la comparaison avec les résultats expérimentaux, les conclusions suivantes peuvent être tirées. [15] [19]

- Le mécanisme de décollement du FRP et sa déformation à la rupture sous les charges d'impact ne sont toujours pas clairs.
- Les charges inversées dans les poutres RC et les dalles RC peuvent provoquer des moments négatifs, ce qui entraîne des pannes inattendues. Ils doivent être étudiés et pris en compte dans la conception.
- En comparant la charge d'impact avec la force de réaction correspondante en fonction de la vitesse d'impact, on montre que la force d'impact maximale est bien supérieure à celle de la réaction maximale. Cependant, les courbes présentent une tendance similaire, c'est-à-dire que pour une vitesse d'impact supérieure à environ 100 mm / s, il y a une forte augmentation progressive, qui est attribuée aux effets d'inertie structurelle;
- Les vitesses de déformation maximales augmentent à mesure que la vitesse d'impact augmente. Pour l'échantillon de faisceau cranté étudié, une vitesse de déformation maximale d'environ 4.43/ s a été obtenue;
- La vitesse maximale de la fissure est observée à l'extrémité de l'entaille et est approximativement égale à 2.25 m / s. Comme elle est inférieure à la vitesse à laquelle il y a un branchement de fissure (environ 600 à 800 m / s), le mode de rupture pour tous les taux de chargement était le mode I;
- Il est démontré que l'énergie de rupture et la résistance à la traction, en fonction de la vitesse de déformation, évaluées sur la base des forces de réaction peuvent être trompeuses car il y a une contribution significative de l'inertie, qui ne peut être attribuée à la résistance du matériau;
- L'énergie de rupture réelle et la résistance à la traction augmentent approximativement linéairement avec la vitesse de déformation (échelle semi-logarithmique) et suivent approximativement loi de comportement dépendant du taux utilisée dans le calcul.

Ces conclusions sont indirectement confirmées par le fait que l'analyse numérique reproduit raisonnablement bien les résultats des tests.

Références

- [1] V.Gioncu, Framed , Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis ,structures – Ductility and seismic response – General Report, Journal of Constructional Steel Research, 55, pp.125-154, 2000.
- [2] Nasser-Eddine ATTARI, Réhabilitation et Renforcement des Poutres et Nœuds en Béton Armé par des Matériaux Composites, thèse / université de bretagne-sud, docteur de l'université de bretagne-sud.
- [3] KokouviMawuliKpenyigba. Étude du comportement dynamique et modélisation thermo viscoplastique de nuances d'acier soumises à un impact balistique. Autre. Université de Lorraine, 2013. Français. NNT : 2013LORR0272. tel-01750634..
- [4] Hu H.T, Lin F.M, Jan Y.Y., Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics, Composite Structures 63 (2004) 271–281.
- [5] BENNEGADI M. L., SEREIR Z., AMZIANE S., 3D nonlinear finite element model for the volume optimization of a RC beam externally reinforced with a HFRP plate, Construction and Building Materials, Vol. 38, pp.1152–1160, 2013.
- [6] Building Research Center-Scientific Research Council of Iraq, Iraqi building code requirements for reinforced concrete, Code 1, 1987.
- [7] Bangash M. Y. H., Manual of numerical methods in concrete - Modelling and applications validated by experimental and site-monitoring data, published by Thomas Telford, 2001.
- [8] Bangash MYH. Numerical modeling and applications. Concr Struct 1989.
- [9] Mac Gregor JG. Reinforced concrete mechanics and design. Englewood Cliffs (NJ): Prentice-Hall, Inc.; 1992.
- [10] Wu Z., Structural strengthening and integrity with hybrid FRP composites, FRP Composites in Civil Engineering – CICE 2004 – Edition Taylor & Francis Group, London, 2005.
- [11] Obaidat Y.T., Heyden S., Dahlblom O., The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modeling retrofitted RC beams with FEM, Composite Structures, Volume 92 , pp. 1391–1398, 2010.

- [12]By Nabil F. Grace, Wael F. Ragheb and George Abdel-Sayed, Ductile FRP Strengthening Systems - Hybridization allows strengthening of reinforced concrete beams without drawbacks typical of fiber-reinforced polymer systems, Concrete international journal, 2005.
- [13]Attari N. Réhabilitation et Renforcement des Poutres et Nœuds en Béton Armé par des Matériaux Composites, Thèse de Doctorat, Thèse soutenue le : 09/07/2010, Université de Bretagne Sud, France.
- [14]Fan W, Liu B, Huang X, Sun Y. Efficient modeling of flexural and shear behaviors in reinforced concrete beams and columns subjected to low-velocity impact loading. Eng. Struct. 2019; 195: 22–50.
- [15]Bede N., J. Ozbolt, A. Sharma, B. Irhan, Dynamic fracture of notched plain concrete beams: 3D finite element Study, International Journal of Impact Engineering 77 (2015) 176-188.
- [16]Hamamousse K., Z.Sereir, R.Benzidane, F.Gehring, M. Gomina, C.Poilâne, Experimental and numerical studies on the low-velocity impact response of orthogridepoxy panels reinforced with short plant fibers, Composite Structures 211, 469-480.
- [17]thman H., H. Marzouk, An experimental investigation on the effect of steel reinforcement on impact response of reinforced concrete plates, International Journal of Impact Engineering 88 (2016) 12–21.
- [18]Zhao D., W. Yib, S.K. Kunnath, Numerical simulation and shear resistance of reinforced concrete beams under impact, Engineering Structures 166 (2018) 387–401.
- [19]Pham T. M., H. Hao, Review of Concrete Structures Strengthened with FRP Against Impact Loading, Structures 7 (2016) 59–70.
- [20]Thong M. Pham, Hong Hao, Review of Concrete Structures Strengthened with FRP Against Impact Loading, Structures 7 (2016) 59–70.
- [21]Micallef K, Sagaseta J, Ruiz MF, Muttoni A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading. Int J Impact Eng. 2014;71:17-33.

- [22] K. Fujikake, Bing Li, S. Soeun, Impact Response of Reinforced Concrete Beam and Its Analytical Evaluation, Journal of Structural Engineering-asce, , Corpus ID: 54740943, 2009.
- [23] Hua Jiang, Numerical simulation of impact tests on reinforced concrete beams, Materials and Design 39 (2012) 111–120
- [24] Joško Ožbolt, Akanshu Sharma, Hans-Wolf Reinhardt, Dynamic fracture of concrete – compact tension specimen, International Journal of Solids and Structures, Volume 48, Issue 10, 15 May 2011, Pages 1534-1543.
- [25] Thong M. Pham, Hong Hao, Review of Concrete Structures Strengthened with FRP Against Impact Loading, Structures 7 (2016) 59–70.

Chapitre IV

Modèle numérique des poutres renforcées par des plaques FRP sous chargement cyclique

IV.1 Introduction

De nos jours, la méthode des éléments finis est devenue un outil puissant pour la simulation numérique d'un grand nombre de problèmes d'ingénierie. Ses applications vont de l'analyse des déformations et des contraintes dans les structures mécaniques telles que les ponts, les immeubles, les avions; aux problèmes de conduction thermique, d'écoulement des fluides, de flux gazeux ou magnétiques etc. Son principe consiste à discrétiser une région continue complexe en éléments géométriques simples, appelés éléments finis. Les propriétés physiques sont interpolées sur chaque élément en fonction de leurs valeurs en certains points donnés. Puis, un processus d'assemblage prenant en compte les interactions entre éléments voisins mène à la construction d'un ensemble d'équations. La résolution de ce système d'équations, en tenant compte des conditions imposées aux limites du système, permet d'obtenir une approximation de la solution sur du domaine.

Une pièce en service peut subir des efforts statiques ou des charges répétées, aléatoires ou cycliques de plus ou moins forte intensité. Cette fatigue provoque alors la rupture des structures d'où l'importance de tenter de prédire la durée de vie de la structure. Ce phénomène très général a été largement étudié dans les métaux, également dans les élastomères pour leurs applications d'amortissement, et beaucoup plus récemment dans les thermoplastiques, en particulier renforcés. Selon les moyens, ce type de problème peut être étudié numériquement ou expérimentalement.

La simulation numérique est considérée comme un moyen efficace pour concevoir et analyser le comportement d'ouvrages complexes. Encore faut-il disposer de lois de comportement des matériaux utilisés, Cet aspect du problème a fait l'objet de nombreux travaux de recherche, particulièrement dans le domaine du comportement dynamiques, comme la vibration l'impact et les sollicitations en fatigue. Les travaux expérimentaux et théoriques menés à ce sujet sont donc naturellement orientés vers l'étude de la réponse du matériau et de la structure en béton armé sollicitée dans les conditions suivantes: comportement multiaxial, confinement, dissipation suite à des chargements cycliques, amortissement de structure, l'endommagement, l'adhérence acier-béton, phénomène de fatigue, durabilité..... [1].

Par le présent chapitre, on prétend analyser l'endommagement par sollicitation en fatigue des poutres en béton renforcées par un patch en FRP. Par l'adoption d'un modèle numérique sous ANSYS Workbench, cette analyse nous a permis de suivre l'évolution de ces mécanismes d'endommagement dans le béton et le patch FRP. Les boucles d'hystérésis ainsi que les courbes "Wöhler" sont les principaux paramètres qui nous ont permis de quantifier et de

valoriser l'évolution de l'endommagement au cours de la fatigue. Il est connu que les essais de fatigue peuvent se faire selon deux configurations :

- Essai de fatigue avec asservissement en charge contrôlée.
- Essai de fatigue avec asservissement en déplacement contrôlé.

Les essais en charge contrôlée sont souvent faits pour un grand nombre de cycles, ou bien lorsque on a une durée de vie très élevée à une contrainte de rupture connue au préalable. D'autre part les essais avec asservissement en déplacement contrôlé sont souvent préconisés pour un nombre de cycles moins important. Ce type de chargement est conseillé lorsque la déformation à la rupture est connue initialement. Par la présente simulation, on a considéré un chargement à déplacement imposé. Ce type de chargement est incorporé dans le logiciel ANSYS Workbench [2] sous l'option "Explicit Dynamic".

IV.2 Notion d'un chargement de fatigue

La fatigue est un processus (succession de mécanismes) qui sous l'action de contraintes ou déformations cycliques, répétées ou alternées modifie les propriétés locales d'un matériau et peut entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la pièce. Il est important de remarquer que la contrainte ou déformation maximale pour laquelle ce processus est activé est bien inférieure à la résistance à la traction du matériau. Selon la figure IV.1, les étapes principales de la fatigue sont l'amorçage de fissures, la propagation des fissures et la rupture finale. Les paramètres souvent utilisés pour prédire le comportement en fatigue et ainsi le nombre de cycles avant rupture d'une pièce sont l'intensité maximale de la sollicitation, l'amplitude de cette sollicitation, le fini de surface et le milieu dans lequel la pièce sera utilisée.

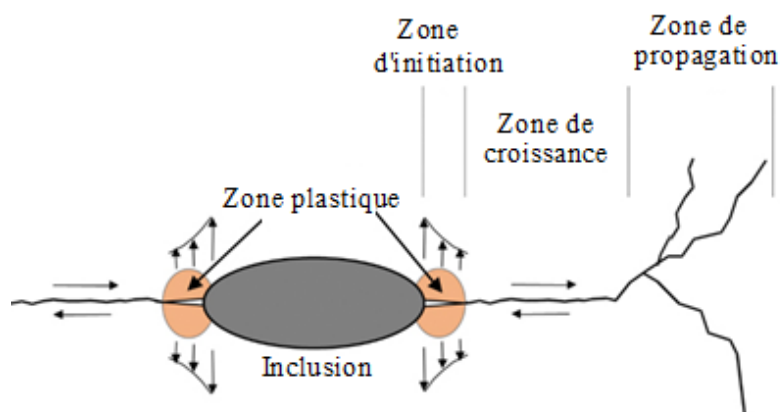


Figure IV.1. Etapes de la formation d'une fissure par fatigue

L'initiation de fissures peut être caractérisée par des noyaux de fissure de fatigue dus à un mouvement de dislocation, ce qui génère des bandes de glissement à la surface. Le glissement peut se produire aux interfaces matrice-inclusion (Figure IV.2). Ces intrusions causées par un glissement inversé dû à une inversion de charge sont à l'origine de l'initiation de la fissure, qui peut consommer la majeure partie de la vie solide avant la croissance de la fissure. Cette initiation de la fissure peut se produire dans la direction du glissement due à une contrainte de cisaillement maximale locale. Après la consommation de nombreux cycles, la fissure peut changer de direction lorsque la contrainte principale normale maximale (au voisinage du fond de fissure) régit la croissance de la fissure. Dans cette phase II, certains matériaux présentent les stries et les marques de plage comme caractéristiques communes à la surface des fractures de fatigue.

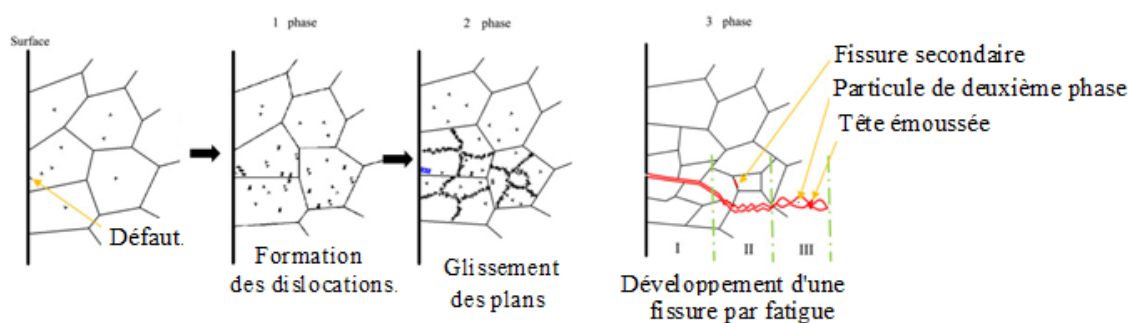


Figure IV.2. Mouvement de dislocation d'une fissure par fatigue

Il est important de noter que contrairement au chargement monotone, la rupture par fatigue se produit avec une contrainte maximale inférieure à la limite d'élasticité statique d'un matériau. De toute évidence, les effets de la température doivent être pris en compte dans la caractérisation de la rupture par fatigue.

Les sollicitations en fatigue peuvent être simples (traction, compression, torsion...) ou combinées. Les efforts répétés, varient en fonction du temps d'une façon périodique ou aléatoire. Un chargement est dit d'amplitude constante dans le temps, si il est sinusoïdal (triangulaire, carré ...etc.) avec une valeur moyenne $\sigma_m = (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2$, une amplitude constante $\Delta\sigma = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/2$ et un rapport de contraintes $R = (\sigma_{\min}/\sigma_{\max})$ qui peut prendre: $R > 1$ compression, $R < 0$ alterné, $0 < R < 1$ traction. Sinon, le chargement est qualifié d'amplitude variable. Dans la plupart des cas, on admet que le chargement est sinusoïdal.

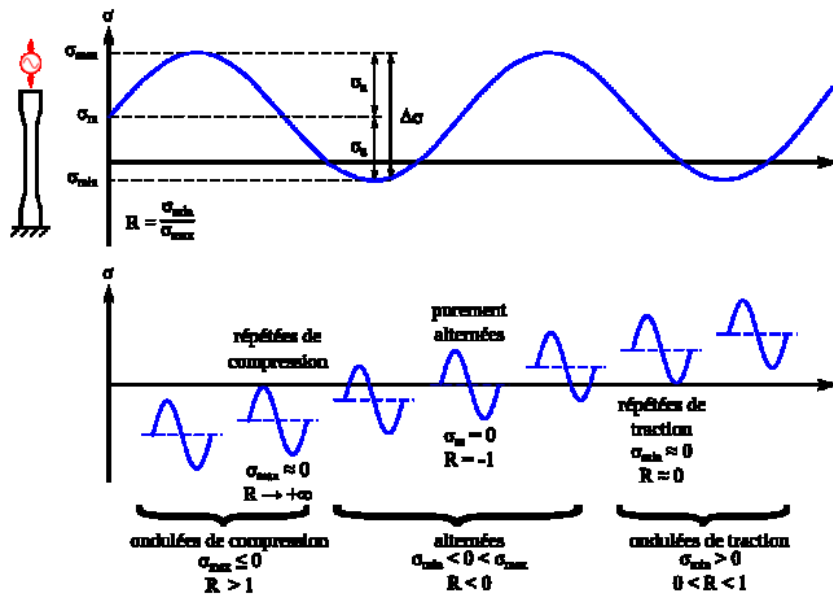


Figure IV.3. Types de chargement cycliques

L'essai de fatigue le plus simple consiste à soumettre une éprouvette intacte ou entaillée à des cycles de chargement périodiques, d'amplitude maximale et de fréquences constantes, et à noter le Nombre de cycles à la rupture N_r . On reporte N_r , en général sur une échelle logarithmique, en fonction de la contrainte maximale des cycles. Chaque éprouvette nous donne un point de la courbe S-N (Stress-Number of cycles). A partir d'un lot d'éprouvettes soumises à des contraintes maximales différentes, on obtient une courbe nommée courbe de Wöhler. Cette courbe peut en général être décomposée en trois zones :

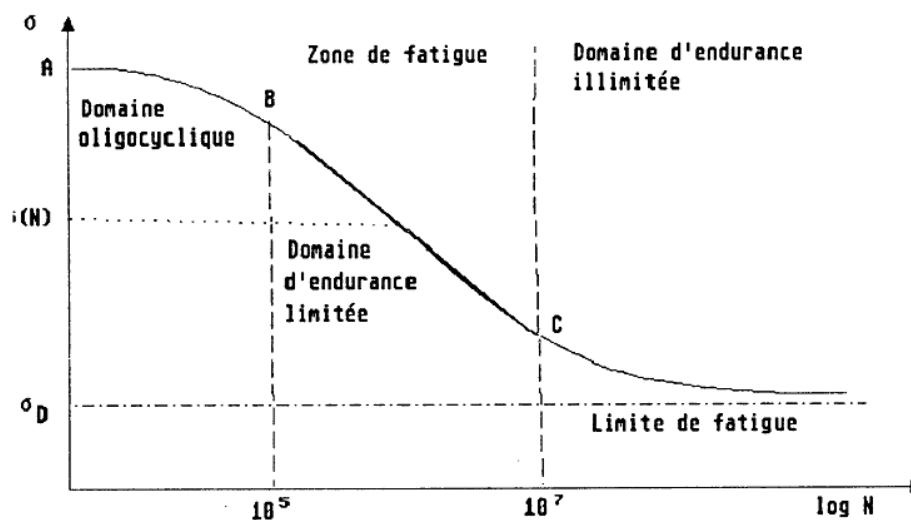


Figure IV.4. Modèle de la courbe de Wöhler

a) Zone AB (Domaine oligocyclique): Elle correspond aux contraintes les plus grandes, supérieures à la limite d'élasticité macroscopique et où le nombre de cycles à la rupture

s'étend de 0.5 jusqu'à 10^4 ou 10^5 . L'éprouvette atteint généralement un état d'accommodation plastique ou un rochet élastoplastique:

- ✓ L'accommodation plastique se produit lorsque la réponse de l'éprouvette devient périodique, c'est à dire la déformation plastique devient périodique, un cycle d'hystérésis élastoplastique se produit.
- ✓ Le rochet se produit lorsque la réponse de l'éprouvette n'atteint jamais un état périodique, la déformation plastique croît sans cesse, ce qui va provoquer la ruine de la structure en un nombre de cycles relativement très faible.

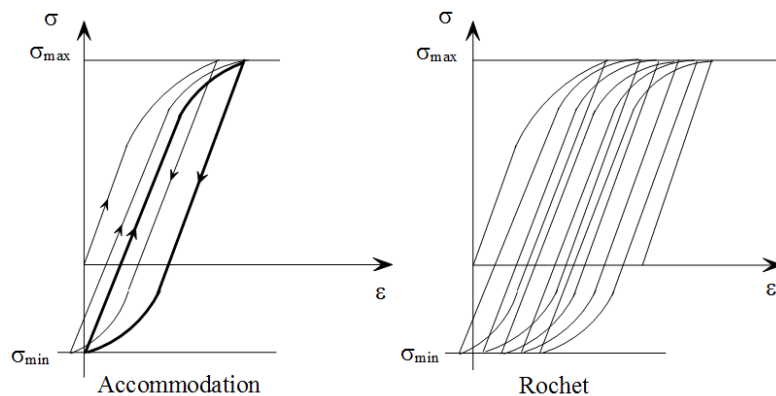


Figure IV.5. Boucle d'hystérésis

Dans cette zone, la rupture survient après un petit nombre de cycles avec une déformation plastique notable. Selon la loi Manson-Coffin, la déformation plastique E^p peut être souvent reliée au nombre de cycles à la rupture par une relation simple de la forme :

$$N^k E^p = C$$

pour les aciers et les alliages légers, $k \approx 5$.

b) Zone BC (Zone de fatigue ou d'endurance limitée): La rupture est atteinte après un nombre de cycles important compris entre 10^4 à 10^7 . La réponse de l'éprouvette atteint dans ce cas un régime adapté élastique. L'adaptation élastique est un état où la réponse de l'éprouvette devient purement élastique, il peut y avoir de la déformation plastique durant les premiers cycles, mais au bout d'un certain nombre de cycles, elle reste constante. C'est le domaine dans lequel travaille la plupart des structures. Il existe de très nombreuses relations mathématiques reliant S et N dans ce domaine. On peut citer:

Wholer (1860)	$\log(N) = a - b S$	(IV. 1)
---------------	---------------------	---------

Basquin(1910)	$\log(N) = a - b \log(S)$	(IV. 2)
---------------	---------------------------	---------

Stromeyer(1914)	$\log(N) = a - b \log(S - E)$	(IV. 3)
-----------------	-------------------------------	---------

$$\text{Palmgreen(1924)} \quad \log(N+b) = a - b \log(S-E) \quad (IV.4)$$

$$\text{Corson(1955)} \quad N = \frac{A}{(S-E)e^{-C(S-E)}} \quad (IV.5)$$

$$\text{Bastenaire (1974)} \quad N = \frac{A}{(S-E)} e^{-\left(\frac{S-E}{B}\right)^c} \quad (IV.6)$$

S désigne la contrainte (amplitude ou contrainte maximale selon le choix de l'utilisateur du modèle)

a et b sont des constantes à identifier d'après un ensemble de résultats d'essais.

Wöhler et Basquin ne considèrent pas d'asymptote. Bastenaire considère qu'une asymptote (E) existe.

c) Zone CD (zone d'endurance illimitée): La courbe de Wöhler présente généralement une variation de pente plus ou moins marquée autour de 10^7 cycles, suivie d'une zone (CD) où la courbe tend vers une limite asymptotique parallèle à l'axe des N. D est un point pour les métaux ferreux qui est à «l'infini». Au-delà de cette valeur limite de σ_D , il n'y a jamais rupture par fatigue quel que soit le nombre de cycles appliqué. σ_D est nommée limite de fatigue ou limite d'endurance. Il existe des matériaux pour lesquels on n'arrive pas à évaluer la limite de fatigue σ_D . Donc, on introduit la notion de la limite de fatigue conventionnelle ou la limite d'endurance. Il s'agit de la plus grande amplitude de la contrainte σ pour laquelle on constate 50% de rupture après N cycles.

IV.3 Caractéristiques des matériaux utilisés

IV.3.1 Béton

Le développement d'un modèle en fatigue pour le comportement du béton est une tâche très difficile. Le béton est un matériau quasi fragile qui a un comportement différent en compression et en traction. La résistance à la traction du béton est généralement de 8-15% que celle de la compression (Figure IV.6). En compression, la courbe contrainte-déformation du béton est linéairement élastique jusqu'à environ 30% de la contrainte maximale. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente progressivement jusqu'à son optimum en compression f'_c . Au-delà de ce point, la contrainte diminue et atteint la région adoucissante. Finalement, il se forme des zones de rupture préférentielle autour desquelles le matériau se décharge jusqu'à la déformation ultime ε_0 .

En traction, l'évolution contrainte-déformation pour le béton possède une allure presque linéaire élastique jusqu'à la contrainte maximale de traction f_t . Après ce point, les fissures du béton et la résistance diminuent progressivement jusqu'à zéro (Tableau IV.1). La contrainte de traction f_t et le module d'élasticité E_c du béton sont exprimés selon [17-18] :

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (IV.7)$$

$$f_t = 0,623 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (IV.8)$$

Pour la partie ascendante de la figure IV.7, la corrélation contrainte-déformation en compression uni-axiale pour le modèle du béton a été obtenue en utilisant les équations suivantes pour calculer les composantes de la courbe contrainte-déformation multilinéaire isotrope du béton. [14, 19].

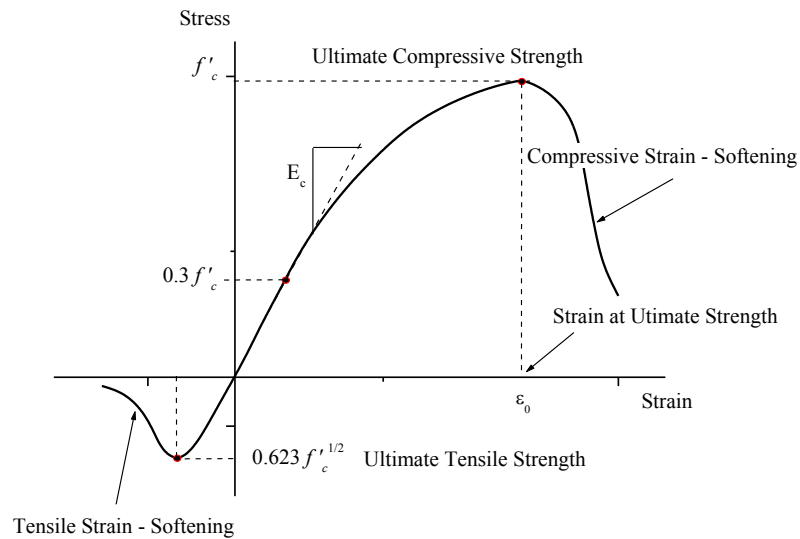


Figure IV.6 : Courbe type du comportement en compression et traction du béton

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2} \quad (IV.9)$$

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{f'_c}{E_c} \quad (IV.10)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (\text{IV. 11})$$

Le logiciel ANSYS requière les données d'entrée des propriétés du béton, comme suit:

- Le module d'élasticité (E_c).
- La résistance ultime en compression uniaxiale (f'_c).
- La résistance ultime à la traction uniaxiale (f'_t).
- Coefficient de Poisson (ν).
- Coefficient de transfert de cisaillement (β_t).
- La courbe contrainte-déformation du béton en compression uniaxiale.

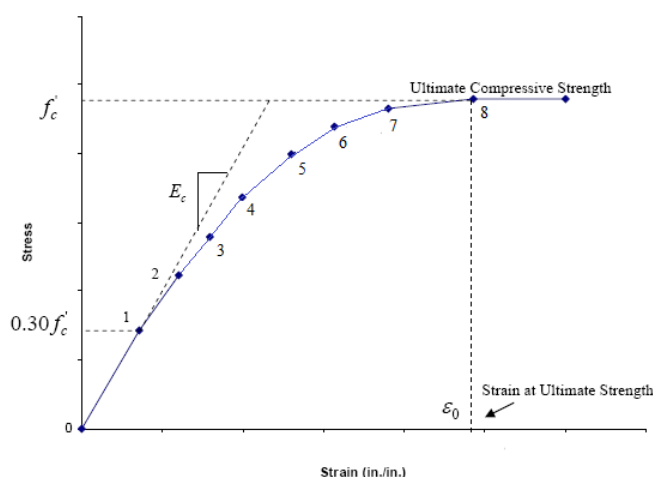


Figure IV.7 : Courbe contrainte-déformation du béton en compression uni-axiale

Tableau IV.1: Propriétés Mécanique du béton

N° du matériau	Type d'élément	Propriétés du matériau		
1	SOLID65	Linéaire isotrope		
		Module de Young	E_b	29545 (MPa)
		Coefficient de Poisson	ν_b	0.2
		Multilinéaire isotrope		
		N° du point	déformation (mm/mm)	contraintes (MPa)
		1	0.000396	11.7
		2	0.000717	19.8
		3	0.00104	26.6

4	0.00136	31.8
5	0.00168	35.4
6	0.00200	37.8
7	0.00232	38.8
8	0.00264	39.1

IV.3.2 FRP

Pour nos applications, nous avons choisi un composé hybride qui est un mélange de deux ou plusieurs fibres différentes tout en utilisant particulièrement les fibres de verres qui possèdent une grande déformation à la rupture. D'après Attari et al. [3], l'utilisation d'un renfort hybride comme le verre-carbone pour le renforcement des éléments en béton armé, permet de créer une compensation entre la grande déformabilité des fibres de verres, et la bonne résistance des fibres de carbone. D'après la figure IV.8, le but de ce mélange est de casser les caractéristiques élastiques de la fibre et obtenir une pseudo-ductilité ou bien un palier ductile tout court [4].

Tableau IV.2 : Propriétés mécanique du HFRP. [3]

Propriétés du matériau		
Module de Young	E_{HFRP}	27 000 (MPa)
Coefficient de Poisson	ν_{HFRP}	0.24
Limite élastique	f_e	128 (MPa)
Module tangent		0

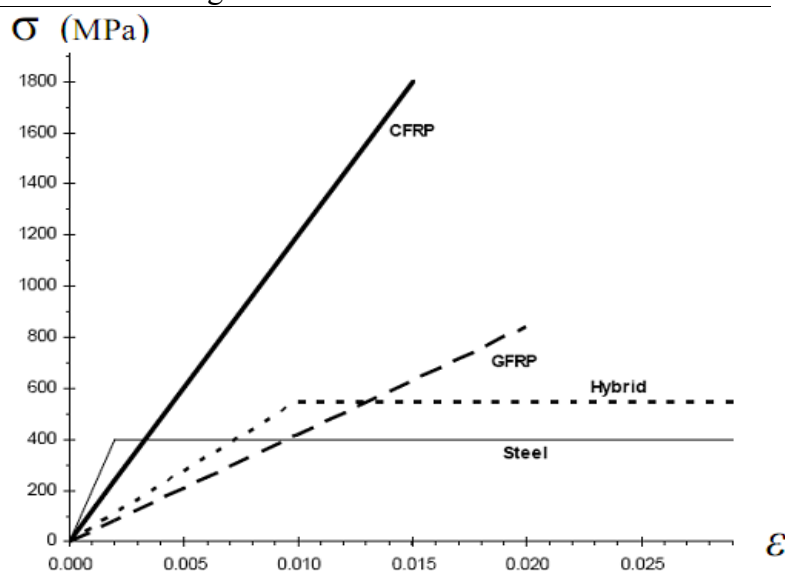


Fig. IV.8 Comparaison des performances d'un Hybride comparativement à l'acier au CFRP et au GFRP [3].

IV .3.3 Acier

Il est à signaler que les armatures longitudinales et transversales des poutres expérimentales sont été conçues avec un acier à haute adhérence. Les propriétés mécaniques de l'acier utilisé pour les armatures du modèle EF (le module d'élasticité et la limite d'élasticité et le coefficient de Poisson), sont prises sur la base de l'étude expérimentale (N. Attari et al, 2010). Les caractéristiques ont été mesurée à partir des essais de traction sous chargement monotone pour les barres de $\varnothing 6$ et $\varnothing 10$ et cyclique pour une barre de $\varnothing 10$. Les aciers $\varnothing 10$ la réponse est identique que ce soit pour un chargement monotone ou cyclique Figure IV.9

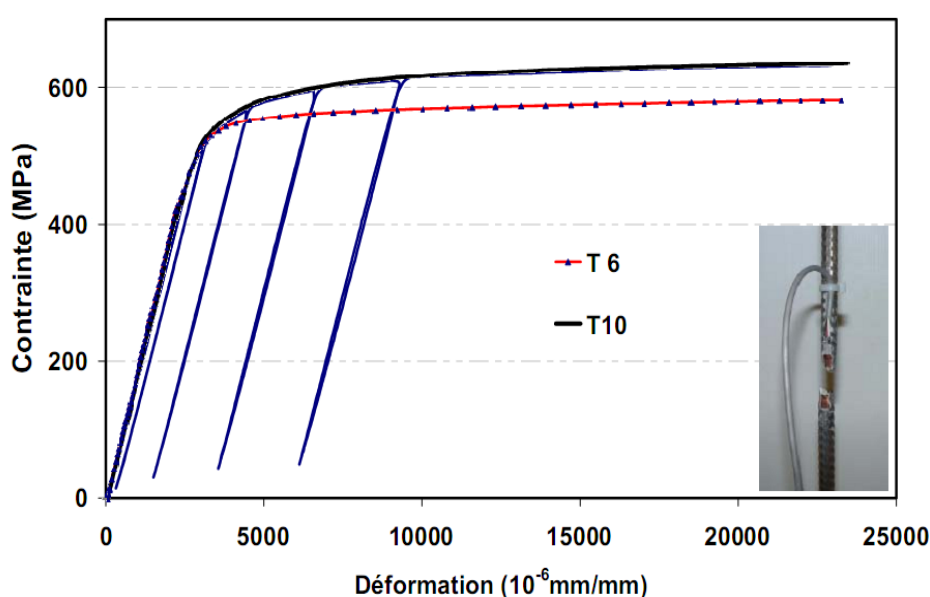


Figure IV.9 : Courbe Contrainte - déformation des Aciers sous Chargement monotone et cyclique [3].

Dans cette étude l'acier du modèle EF a été supposé comme un matériau élastique-parfaitement plastique et comparable en traction et en compression figure IV.10. Les propriétés du matériau de notre modèle selon les essais de traction sous chargement monotone et cyclique sont données dans le tableau IV.3.

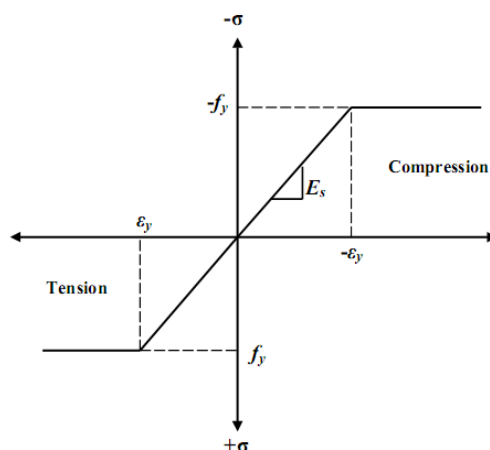


Figure IV.10 : Courbe Contrainte - déformation de l'ensemble des armatures en Aciers

Tableau IV.3: Propriétés Mécanique de l'acier. [3]

N° du matériau	Type d'élément	Propriétés du matériau		
2	Link180	Linéaire isotrope		
		Module de Young	E_s	200 000 (MPa)
		Coefficient de Poison	ν_s	0.3
		Bilinéaire isotrope		
		Limite élastique (Valeur moyenne)	f_y	500 (MPa)
		Module tangent		0

IV.4 Modèle numérique développé

IV.4.1 Géométrie proposée

La présente simulation a été faite en deux étapes. En premier, nous avons considéré seulement la poutre témoin en béton armé sans le patch. Par la suite, un patch a été appliqué à la partie inférieure pour renforcer notre poutre. Selon les figures IV.11-IV.12, nous avons présent toutes les caractéristiques géométriques de la poutre avec armatures. Afin de quantifier l'effet du renforcement sur les performances de notre poutre, une plaque en HFRP a été placée sur la partie inférieure de la poutre (Figure IV.13). Pour les deux modèles, la modélisation a été effectuée en se servant du logiciel commercial ANSYS [5]. En raison de la symétrie géométrique, de charges et des conditions aux limites, seulement un demi de la poutre est

modélisé. L'avantage d'un tel choix est la réduction du nombre et de la taille des d'éléments, ce qui permet gain important dans le temps de calcul.

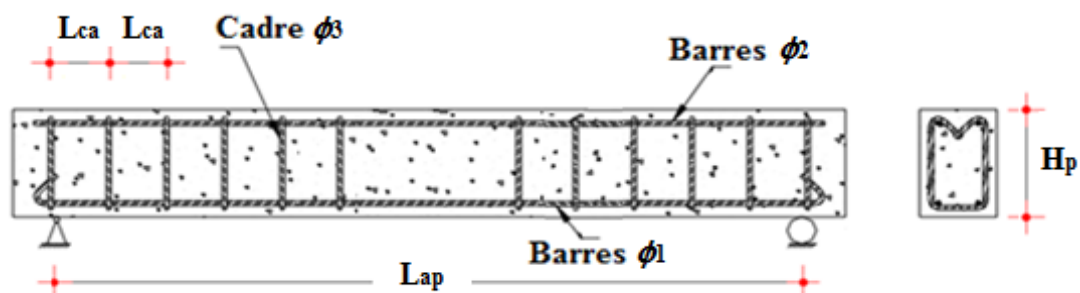


Figure IV.11 : Disposition des armatures dans la poutre en béton [3]

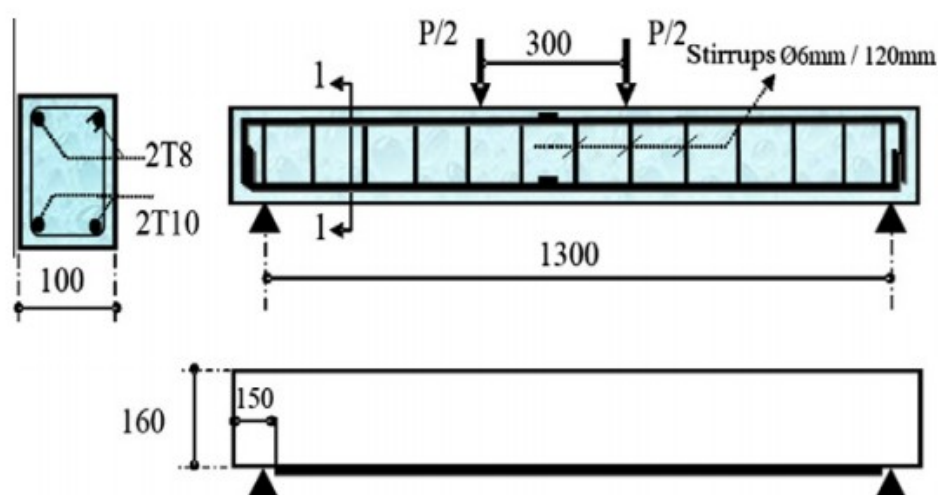


Figure IV.12 : Dimensions et chargement de la poutre en flexion quatre points [3].

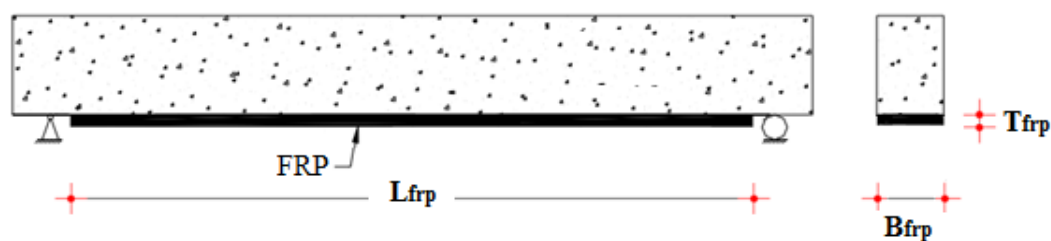


Figure IV.13 : Détail des poutres renforcées par HFRP.

Tableau IV.4: Caractéristiques géométriques de la poutre et de la plaque HFRP.

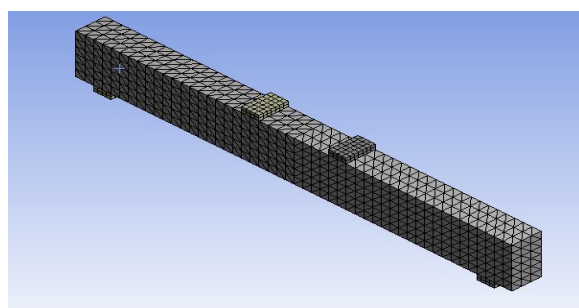
Symboles	Désignations	Grandeurs [mm]
B_{frp}	Largeur du renfort FRP	100
B_p	Largeur de la poutre en BA	100
H_p	Hauteur de la poutre en BA	160

L_{ap}	Distance entre les appuis	1300
L_{ca}	Espacement entre les cadres	120
L_{ch}	Ecart entre les points de chargement	300
L_{frp}	Longueur du renfort FRP	1200
L_p	Longueur de la poutre en BA	1500
$\varnothing_1$	Diamètre de barres supérieures	10
$\varnothing_2$	Diamètre de barres inférieures	8
$\varnothing_3$	Diamètre du ferrailage des cadres	6
T_{frp}	Epaisseur du renfort FRP	4.8

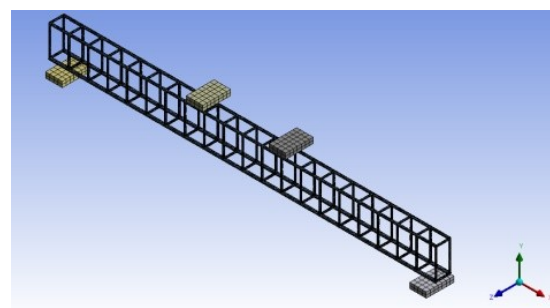
IV.4.2 Maillage adopté

Après avoir testé plusieurs types de maillage, nous avons choisi un maillage avec 15 mm de comme taille d'éléments. La discrétisation de la poutre et des armatures est donnée à la figure IV.14. De plus, les conditions aux limites ainsi que le chargement sont eux-mêmes donnés c'est la figure IV.15. Des éléments de brique isotropes à 20 nœuds (solide 95) sont utilisés pour la poutre en béton. Pour le patch, des éléments en briques anisotropes (Solid 46) sont choisis pour modéliser chaque couche de feuille de carbone. Les armatures ont été modélisées avec des éléments barres (Link 180). Avec un total de 223880 nœuds et 133499 éléments, la structure complète a été maillée.

Puisque le béton possède de faibles propriétés mécaniques dans sa partie tractée, les plaques en HFRP sont déposées à la partie inférieure qui subit une traction pendant le chargement de flexion. Ainsi, on aura une compensation de ces contraintes afin d'éviter l'endommagement et la rupture de notre poutre. Afin de faire face à ce type de problème, un contact parfait d'une point de vue modélisation, doit avoir lieu entre la poutre en béton et la plaque HFRP.



a) Tailles des éléments



b) Maillage des armatures

Figure IV.14. Discrétisation de la poutre en béton

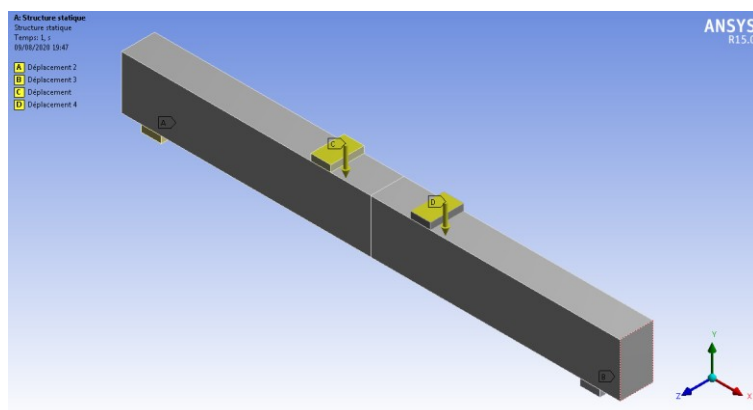
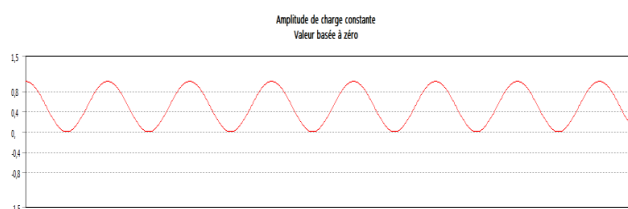


Figure IV.15: Conditions aux limites

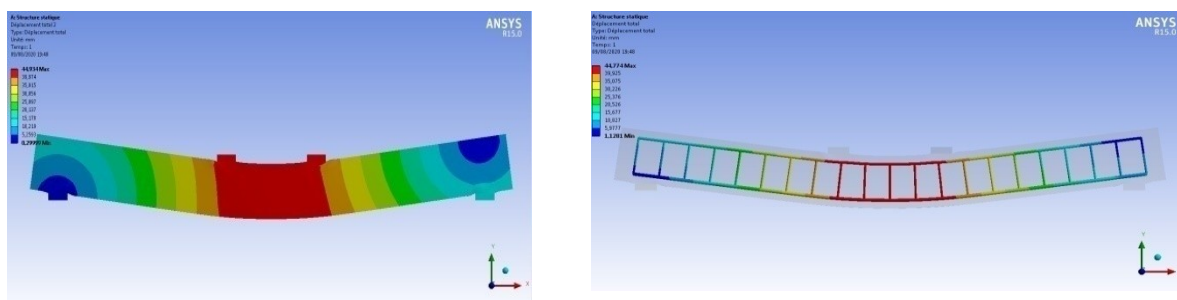
IV.5 Résultats et discussion

IV.5. 1 Effet du chargement imposé

En premier lieu, nous avons choisi un type de chargement classique avec un rapport de chargement $R=0$ parce que la contrainte minimale est nulle (Figure IV.16). Après avoir effectué la phase de la modélisation selon les caractéristiques mécaniques et géométriques données au préalable, un déplacement transversal cyclique a été appliqué sur la poutre avec une intensité $U_y=-40\text{mm}$.

Figure IV.16:Chargement cyclique un rapport de chargement $R=0$.

Dans un maillage constitué de plusieurs éléments différents, il est primordial de vérifier à la compatibilité du maillage et la connexion des éléments et des nœuds voisins. La combinaison de plusieurs lois de comportements, nous pousse aussi à vérifier cette compatibilité. Pour cette raison, nous avons présenté les figures IV.17-18. De la figure IV.17, il est notable qu'un déplacement maximal est localisé au centre de la poutre que soit pour le béton ou les armatures. Donc, on peut dire que les deux éléments fonctionnent ensemble pour assurer une meilleure rigidité.

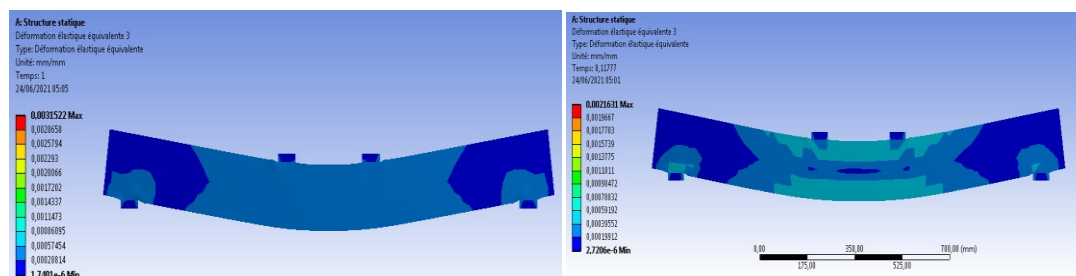


a- Déplacement totale

b- Déplacement total de l'armature

Figure IV.17 : Déplacement totale de la poutre

Par la suite, nous avons tracé les deux figures IV.18 et IV.19 qui illustrent respectivement la déformation et la contrainte maximale au début et la fin de vie de la structure. Il est notable que la déformation change d'allure entre le premier et le dernier cycle (Figure IV.18). De plus, la contrainte devient de plus en plus importante avec l'augmentation du nombre de cycle. Une concentration des contraintes est localisée au point d'application de la charge et aux points d'appuis.



a) Premier Cycle

b) Dernier cycle

Figure IV.18: Déformation élastique équivalente

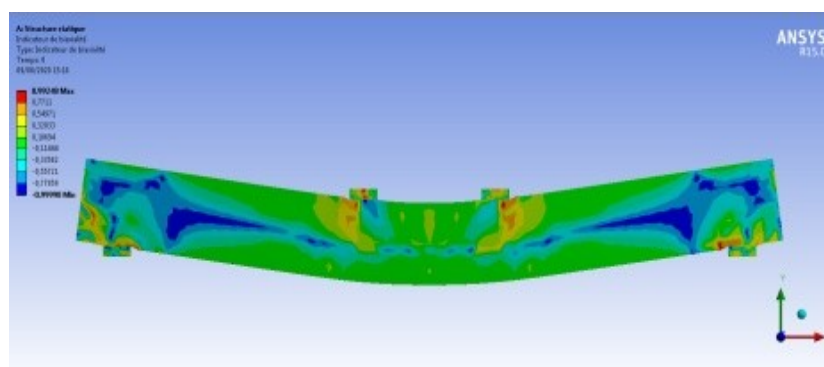
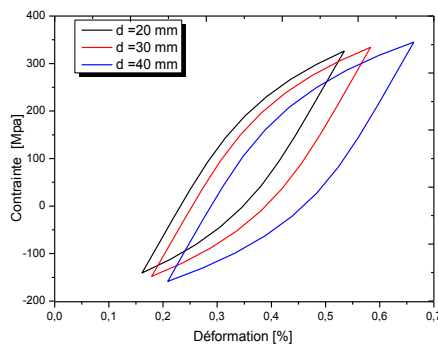
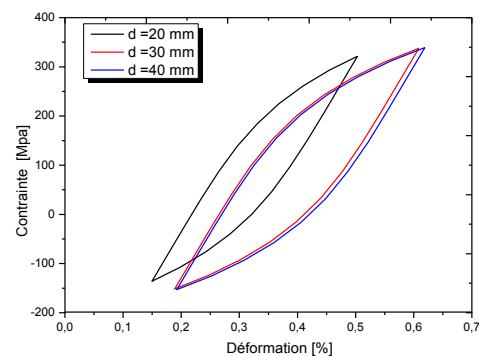


Figure IV.19. Contraintes maximales au niveau de la poutre et l'armature sous chargement cyclique

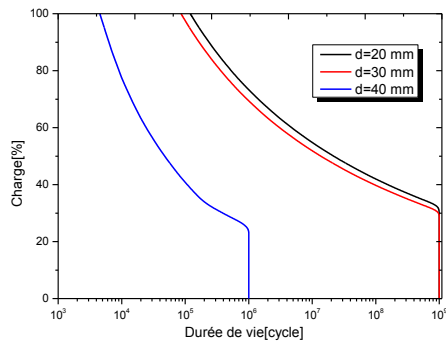
Par la suite, on a tracé les courbes d'hystérésis (contrainte – déformation) et la courbe de Wöhler en fonction d'une gamme de charge choisi des poutres avec ou sans un patch. Pour un rapport de charge $R=0$ avec une amplitude constante trois différents déplacement imposés 20, 30 et 40mm ont été appliqués sur la poutre avec ou sans renforcement par HFRP (Figure IV.20). Il est à noter que le patch hybride HFRP possède 4.8mm d'épaisseur et 1200 mm de longueur. Des figures IV.21.a et IV.21.b, on peut voir que, qu'on présence d'un patch, la poutre d'hystérésis devient plus aplatie ce qui signifié que nous avons moins d'endommagement. De plus cette boucle devient de plus en plus importante avec l'augmentation du déplacement imposé. Donc, il y aura plus d'endommagement avec une énergie dissipée plus significative. Afin de valoriser cette idée, nous avons tracé les courbes de Wöhler (Figure IV.20.b et IV.20.d). Il est notable que la durée de vie, exprimée en nombre de cycles voisine les 10^9 cycles en présence d'un patch. Elle est sensiblement réduite pour une poutre non renforcée. Cette comparaison a été illustré et visualité à la figure IV.21.



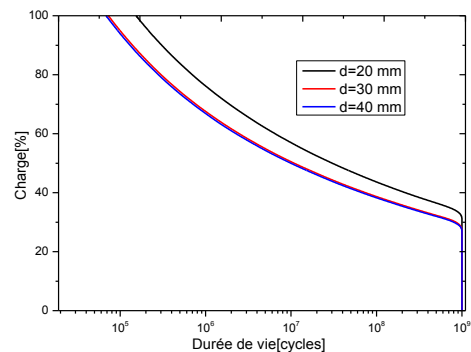
a) Courbe hystérésis d'une poutre sans patch



b) Courbe hystérésis d'une poutre avec patch

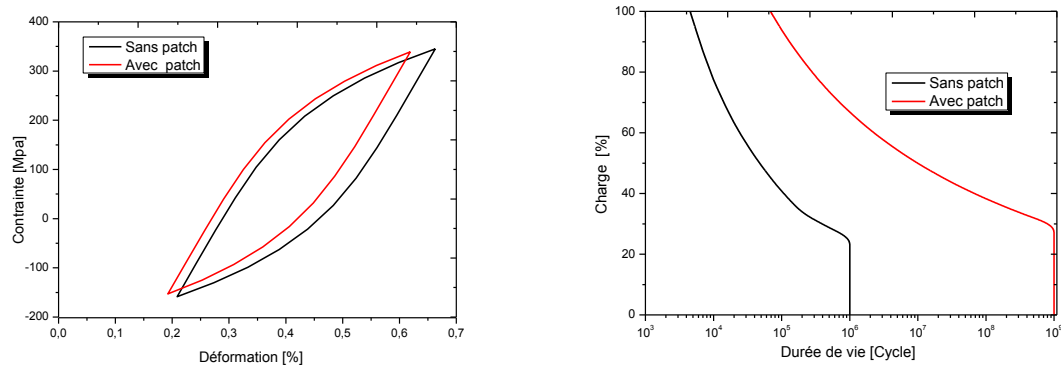


c) Courbe de Wöhler d'une poutre sans patch



d) Courbe de Wöhler d'une poutre avec patch

Figure IV.20: Coubes d'Hystérésis et de Wöhler pour une gamme de déplacement imposé ($R=0$).



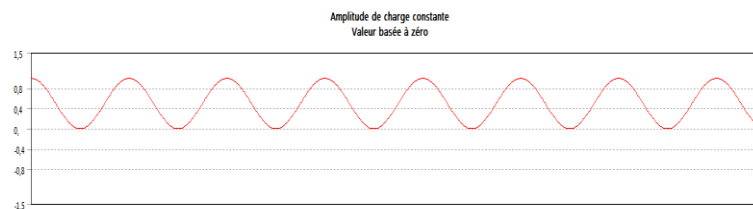
a) Boucle hystérésis d'une poutre avec et sans patch pour $U_y = -40$ mm.

b) Courbe de Wöhler d'une poutre avec et sans patch pour $U_y = -40$ mm.

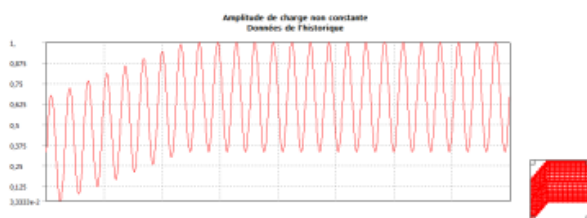
Figure IV.21 : Comparaison des résultats d'une poutre avec et sans patch pour un déplacement imposé de 40 mm.

VI 5.2 Effet du mode de sollicitation

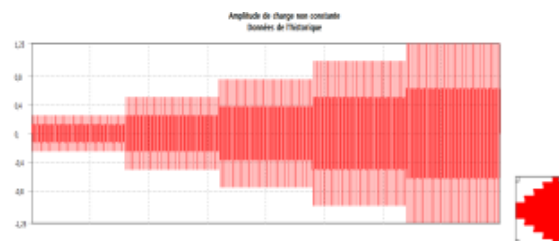
L'influence de type de chargement est importante pour voir la réponse des poutres renforcées et non renforcées par un patch en HFRP. Pour un déplacement imposé de 40mm, nous avons choisis 5 cas de chargement représentés sur la figure IV.22. Par la suite, nous avons tracé les boucles d'hystérésis et les courbes de Wöhler respectives pour chaque cas.



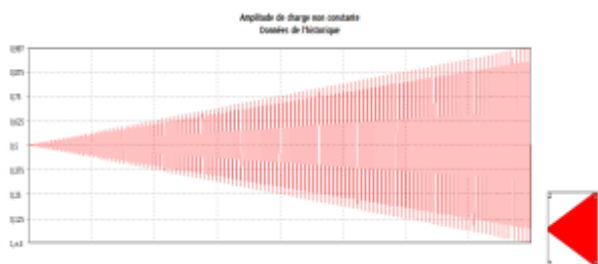
a- 1^{er} cas: Chargement à amplitude constante $R=0$



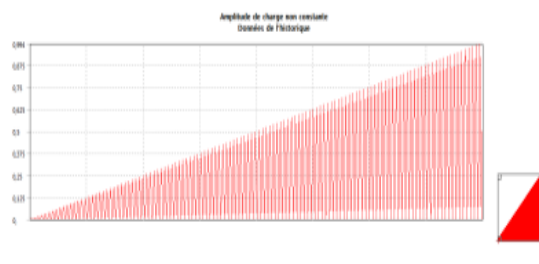
b- 2^{ème} cas : Chargement par bloc avec une amplitude de charge constante



c- 3^{ème} cas: Chargement par bloc avec une amplitude de charge variable

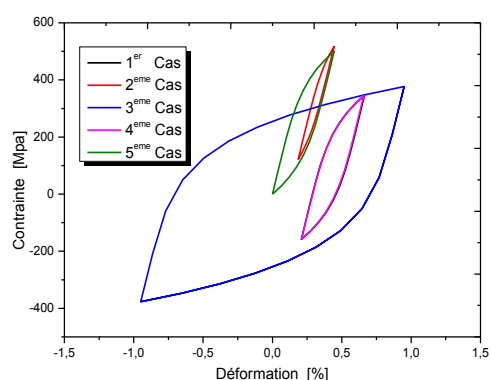


d- 4^{ème} cas: Chargement avec une amplitude de charge variable

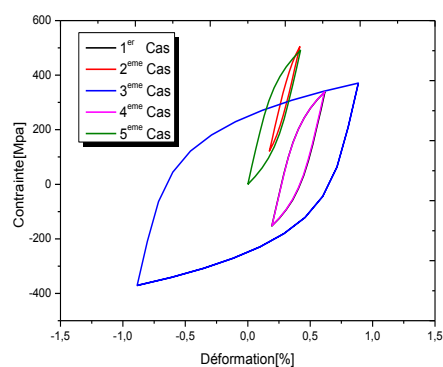


e- 5^{ème} cas: Chargement avec une amplitude de charge variable basé à zéro

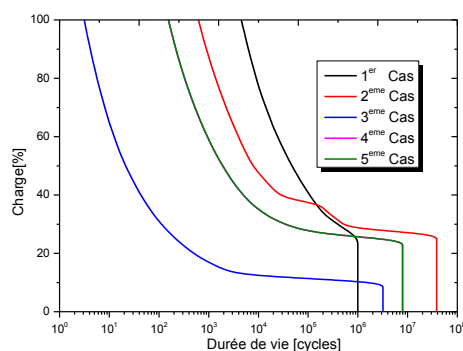
Figure IV.22 : Représentation des 5 cas de sollicitation cycliques.



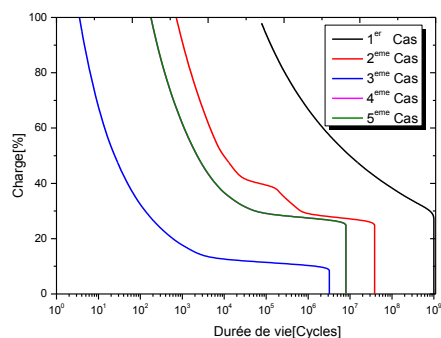
a) Boucle d'hystérésis pour les 5 cas de chargement d'une poutre sans patch



b) Boucle d'hystérésis pour les 5 cas de chargement d'une poutre avec patch



c) Coubes de Wöhler pour les 5 cas de chargement d'une poutre sans patch



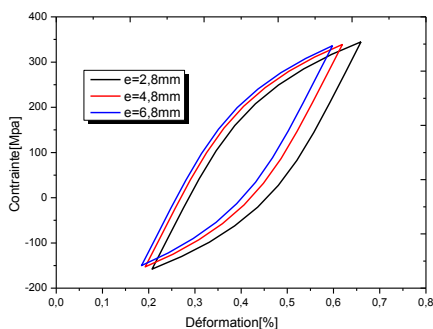
d) Coubes de Wöhler pour les 5 cas de chargement d'une poutre avec patch

Figure IV.23: les résultats pour différents types de chargement pour un déplacement imposé 40mm. ($L=1200\text{mm}$, $e=4.8\text{mm}$ du HFRP)

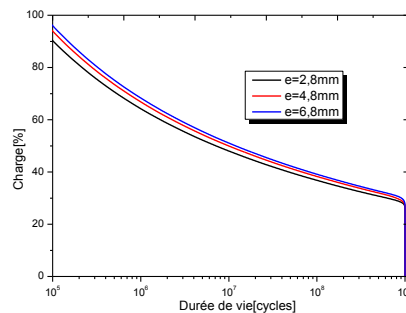
De la figure IV.23, il est nettement visible que le mode de sollicitation a effet considérable sur la durée de vie de la structure en béton avec ou sans renforcement par patch. Il vient en premier lieu le chargement avec une amplitude de charge variable (3^{ème} cas) avec une durée de vie nettement réduite et une boucle d'hystérésis très large. Cela signifie que nous avons d'endommagement rapide et destructif, interprété par une grande énergie dissipée. Par contre le premier cas représente le cas le moins dangereux avec une boucle d'hystérésis très aplatie et une durée de vie très importante. Il est notable aussi que la présence du patch améliore la durée de vie dans tous les cas de chargement (Figure IV.23.b et IV.23.d)

IV.5.3 Effet de l'épaisseur de patch

Pour avoir une idée de l'influence de l'épaisseur du patch sur les performances en fatigue de la poutre en béton, nous avons tracé la figure IV.24 pour un déplacement imposé uni-axiale a été appliquée sur la poutre de 40mm. De la boucle d'hystérésis (Figure IV24.a), il est remarquable que l'épaisseur du patch influe sur le comportement en fatigue de la poutre renforcée par patch, car on remarque que la boucle devient de plus en plus large avec l'augmentation de l'épaisseur du patch. Donc, on aura moins d'endommagement et une durée de vie relativement plus importante (Figure IV24.b).



a- Boucle hystérésis pour différentes l'épaisseur de patch



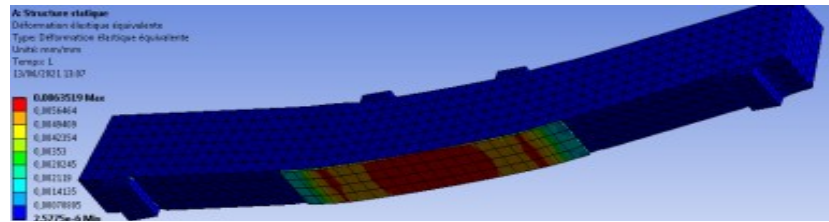
b- Courbes de Wöhler pour différentes l'épaisseur de patch

Figure IV.24: Boucle hystérésis et Courbes de Wöhler pour différentes l'épaisseur de patch HFRP pour un chargement cyclique du 1^{er} cas avec $U_y = -40\text{mm}$. et $L = 1200\text{mm}$.

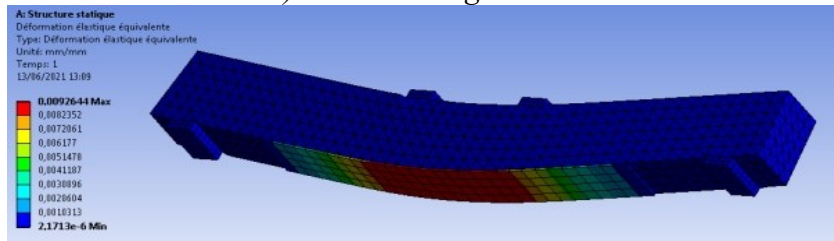
IV.5.4. Effet de la longueur de patch

Cette fois ci, nous avons tenté de varier la longueur du patch et voire son impact sur la durée de la poutre renforcée. Pour cette raison, trois longueurs ont été adoptées (600, 900 et 1200

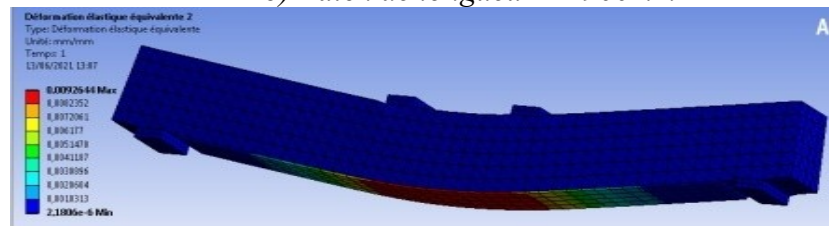
mm). En premier lieu, nous avons présenté à la figure IV.25, des allures de déformation maximale pour les trois longueurs proposés. Il est remarquable que la longueur du patch a un effet relativement faible sur la grandeur des déformations qui reste relativement stables. Pour mieux valoriser cet effet, nous avons tracé la boucle d'hystérésis et la courbe de Wöhler pour chaque longueur. Les mêmes constatations ont été faites, car la durée de vie n'a pas significativement changée en fonction de la longueur du patch (Figure IV.26).



a) Patch de longueur $L=600\text{mm}$

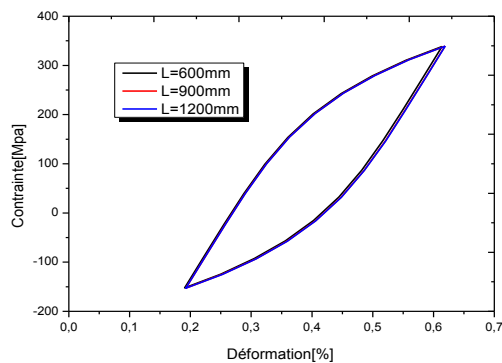


b) Patch de longueur $L=900\text{mm}$

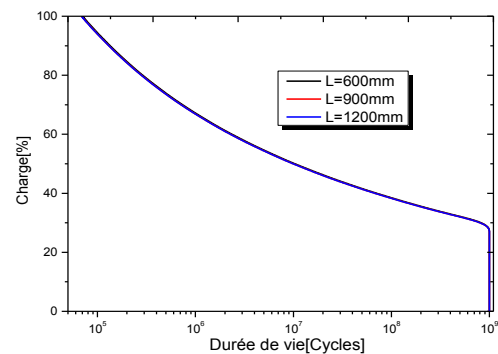


c) Patch de longueur $L=1200\text{mm}$

Figure IV.25: Déformation élastique équivalente pour différentes longueurs du patch



a- Boucle d'hystérésis pour différentes longueurs du patch



b- Courbe de Wöhler pour différentes longueurs du patch

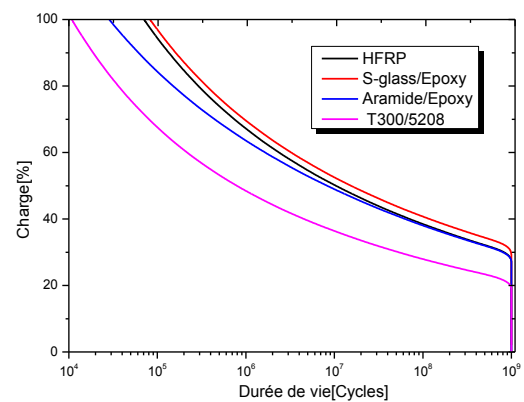
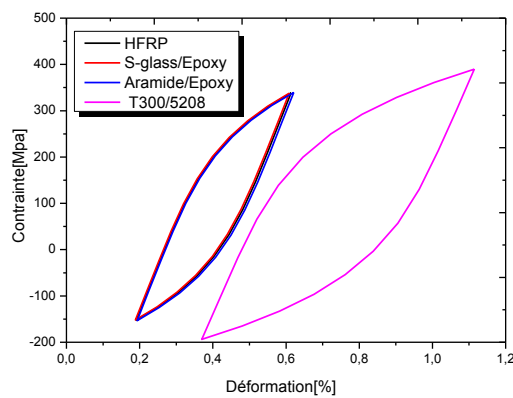
Figure IV.26: Boucle d'hystérésis et Courbes de Wöhler pour différentes longueurs de patch HFRP pour un chargement cyclique du 1^{er} cas avec $U_y=-40\text{mm}$. et $e=4.8\text{mm}$.

IV.5.5 Effet de matériaux du patch :

Afin de valoriser l'effet du matériau du patch sur la durée de vie de la structure en béton, nous avons proposé selon le tableau IV.5, quatre types de matériaux. Par la suite, nous avons tracé la figure IV.27. Il est visible que le HFRP, le S-glass/Epoxy et le Aramide/Epoxy donne presque les mêmes performances. A l'exception du Graphite/Epoxy T300/5208 qui nous donne une boucle d'hystérésis très large (Figure IV.27.a) pour une charge relativement faible (Figure IV.27.b). On aura donc, une importante énergie dissipée pour endommager le patch.

Tableau IV.5: Propriétés mécaniques du patch.

Matériau	Module d'Elasticité [Gpa]	Coefficient de Poisson
HFRP	27	0.24
S-glass/Epoxy	43	0.27
Graphite/Epoxy T300/5208	181	0.28
Aramide/Epoxy Kevlar 49	76	0.34



a- Boucle d'hystérésis pour différents matériaux du patch

b- Courbe de Wöhler pour différents matériaux du patch

Figure IV.27: Boucle d'hystérésis et Courbes de Wöhler pour différents matériaux avec un chargement cyclique du 1^{er} cas avec $U_y = -40\text{mm}$, $e = 4.8\text{mm}$ et $l = 1200\text{mm}$.

IV.6 Conclusion

Par le présent chapitre, nous avons effectué une simulation numérique du comportement en fatigue d'une poutre en béton renforcée par un patch en composite. La simulation a été faite sous ANSYS WorkBench. Puisque la fatigue est une évolution du comportement mécanique de la structure en fonction de sa durée de vie, nous avons utilisé "Explicit Dynamic" comme technique de modélisation. Après avoir donné les notions de base, les lois du comportement, et les modes de chargement en fatigue, nous avons développé un modèle numérique simulant la fatigue. Enfin, une étude paramétrique a été effectuée pour recenser les paramètres les plus importants à contrôler lors de l'exploitation de ces structures.

A partir de ces résultats, nous avons constaté que comparativement aux CFRP ou aux GFRP, l'emploi des composites hybrides HFRP assure une pseudo-ductilité ou bien un palier ductile. L'acier a un comportement similaire en fatigue ou en statique. Cela signifie, qu'il n'a pas subi un endommagement lors du chargement en durcissement. La grandeur du déplacement imposé, le mode de sollicitation, l'épaisseur du patch ainsi que le choix des matériaux ont un effet considérable sur la durée de vie de la poutre en béton. Néanmoins, l'effet de la longueur du patch est insignifiant. L'emplacement d'un patch a nettement amélioré la durée de vie de notre poutre.

Références

- [1] Rachid Berbaoui, Identification et Analyse de l'endommagement par Fatigue des Matériaux Granulaires À Base Polymère, Soutenue Le 21 Janvier 2010, Université Du Maine.
- [2] Nabil F. Grace, Wael F. Ragheb and George Abdel-Sayed, Ductile FRP Strengthening Systems - Hybridization allows strengthening of reinforced concrete beams without drawbacks typical of fiber-reinforced polymer systems, Concrete international journal, 2005.
- [3] Attari N, Réhabilitation et Renforcement des Poutres et Nœuds en Béton Armé par des Matériaux Composites, Thèse de Doctorat, Thèse soutenue le : 09/07/2010, Université de Bretagne Sud, France.
- [4] Attari N., Amziane S., Chemrouk M., Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets, Construction and Building Materials 37, pp. 746–757, 2012.
- [5] Si-Larbi A., Amen AGBOSSOU A., Ferrier E., Michel L., Strengthening RC beams with composite fiber cement plate reinforced by prestressed FRP rods: Experimental and numerical analysis, Composite Structures 94 (2012) 830–838.
- [6] V.Gioncu, Framed structures – Ductility and seismic response – General Report, Journal of Constructional Steel Research, 55, pp.125-154, 2000.

Conclusion générale

Le but de la présente thèse était de contribuer à la compréhension du comportement d'impact et de fatigue des poutres en béton renforcées par polymère de fibres (PRF) avec et sans patchs. Pour cette raison un modèle expérimental et numérique a été développé pour prédire la charge d'impact, la réponse énergétique, les modes de fissuration, la distribution des contraintes inter faciales et la durée de vie en fatigue. Pour augmenter l'énergie absorbée et la capacité portante, une feuille de CFRP a été collée à la surface inférieure de la poutre en béton.

A partir des essais de compression sur poutres en béton, nous avons constaté que le béton est un matériau quasi cassant avec une résistance à la compression très importante qui fluage en fonction du temps. La résistance à la compression moyenne qui n'est que de 18.31 MPa à 7 jours devient 29,23 MPa à 28 jours. La relation entre la compression ultime du béton, les résistances à la traction et le module d'élasticité du béton ont été exprimés à partir de modèles analytiques donnés dans la littérature.

Par la suite, des essais expérimentaux d'impact de chute de masse ont été établis pour les poutres en béton entaillées simplement supportées avec ou sans renforcement. Ses essais nous ont permis de prédire l'énergie d'impact en fonction de la hauteur de chute, de la profondeur de l'entaille et de la qualité du patch. Cette étude expérimentale a été complétée par un modèle d'éléments finis non linéaire qui a été développé et calibré pour analyser le champ de contraintes inter faciales, les modes de défaillance, les modes de fissuration et les séquences d'endommagement. Sur la base de résultats expérimentaux et numériques, certaines observations sont faites et les principales conclusions sont résumées:

- ✓ Les résultats numériques montrent un bon accord avec l'expérimental en terme de temps de charge et d'énergie absorbée.
- ✓ Par les trois maillages proposés, le maillage fin nous a donné des résultats très proches du modèle expérimental. Par contre, un maillage espacé a été le mieux adapté aux modèles numériques de la littérature.

- ✓ Pour les poutres en béton non renforcées, le temps d'impact est très court, car l'endommagement de la poutre est rapide. De plus, cette charge d'impact diminue également lorsque la profondeur de l'entaille augmente.
- ✓ Pour la poutre renforcée, le temps d'impact est assez long avec une charge d'impact très élevée. En raison du patch, cette charge a été presque doublée et la capacité portante de notre poutre en béton est considérablement améliorée. La charge d'impact a été réduite en présence de l'entaille, mais elle est toujours importante.
- ✓ Des schémas de fissures ont été tracés, afin de visualiser des scénarios de modes de défaillance et de les comparer avec des phénomènes expérimentaux. Pour les poutres en béton non renforcées avec et sans entaille, les dommages les plus importants sont les fissures de flexion. Mais pour les poutres renforcées, le mode de rupture passe de la flexion au cisaillement, et les fissures diagonales près du point de chargement dominant le modèle de rupture, formant un bouchon de cisaillement.
- ✓ Dans les essais d'impact, la charge d'impact est très différente de la charge statique, car les charges d'impact génèrent des vibrations structurelles, qui créent des moments de flexion négatifs de la poutre.
- ✓ Avec l'augmentation de la durée de contact, l'onde de contrainte s'est propagée vers le bas de la poutre. En fonction de l'augmentation du temps d'impact, les contraintes normales et de cisaillement augmentent avec des fluctuations visibles jusqu'à la rupture totale.
- ✓ L'impact de la vitesse affecte significativement les contraintes interfaciales. Dans la poutre renforcée, les contraintes de cisaillement deviennent très critiques, avec de très grandes oscillations de courbes correspondant à l'endommagement du béton représenté par des fissures diagonales.

Pour prédire le comportement mécanique sous la charge de fatigue et quantifier l'évolution des dommages, la boucle d'hystérésis a été tracée. Les principaux résultats montrent que:

- ✓ Pour un rapport de charge $R=0$ avec une amplitude constante trois différents déplacement imposés 20, 30 et 40mm, nous avons constaté qu'en présence du patch, la poutre d'hystérésis devient plus aplatie ce qui signifie que nous avons moins d'endommagement. De plus cette boucle devient de plus en plus importante avec l'augmentation du déplacement imposé. Donc, il y aura plus d'endommagement avec une énergie dissipée plus significative.
- ✓ Il est nettement visible que le mode de sollicitation a effet considérable sur la durée de vie de la structure en béton avec ou sans renforcement par patch. Il vient en premier

lieu le chargement avec une amplitude de charge variable (4eme cas) avec une durée de vie nettement réduite et une boucle d'hystérésis très large. Cela signifie que nous avons d'endommagement rapide et destructif, interprété par une grande énergie dissipée.

- ✓ Il est remarquable que l'épaisseur du patch influe sur le comportement en fatigue de la poutre renforcée par patch, car nous avons remarqué que la boucle devient de plus en plus large avec l'augmentation de l'épaisseur du patch.
- ✓ Par contre, la longueur du patch a un effet relativement faible sur la grandeur des déformations qui reste relativement stables.
- ✓ Afin de valoriser l'effet du matériau du patch sur la durée de vie de la structure en béton, quatre types de matériaux. Le Graphite/Epoxy T300/5208 nous donne une boucle d'hystérésis très large.

Enfin, nous disons que la fusion entre les modèles numériques et tests expérimentaux nous a été indispensable pour comprendre le phénomène d'impact et de fatigue. Pour futures recommandations, nous comptons:

- ✓ Etablir des essais de fatigue et d'impact sur des poutres à échelle réel.
- ✓ Des essais viscoélastiques sont aussi envisagées pour prédire le fluage et le retrait.
- ✓ Des essais de fatigue avec des enceintes hygrothermiques sont aussi prévues dans le future.
- ✓ Il est envisageable de faire des impacts répétés avec des directions inclinées.
- ✓ Essais d'impact balistiques peuvent faire aussi l'objet de nouveaux thèmes de recherche.

Experimental and Numerical Model of CFRP Retrofitted Concrete Beams with Intermediate Notches Subjected to Drop-Weight Impact

N. Bentata PhD Student , M.L. Bennegadi Dr. , Z. Sereir Pr. & S. Amziane Pr.

To cite this article: N. Bentata PhD Student , M.L. Bennegadi Dr. , Z. Sereir Pr. & S. Amziane Pr. (2020): Experimental and Numerical Model of CFRP Retrofitted Concrete Beams with Intermediate Notches Subjected to Drop-Weight Impact, Structural Engineering International, DOI: [10.1080/10168664.2020.1847009](https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1847009)

To link to this article: <https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1847009>



Published online: 15 Dec 2020.



Submit your article to this journal [↗](#)



View related articles [↗](#)



View Crossmark data [↗](#)

Experimental and Numerical Model of CFRP Retrofitted Concrete Beams with Intermediate Notches Subjected to Drop-Weight Impact

N. Bentata, PhD Student; M.L. Bennegadi, Dr.; Z. Sereir, Pr., Laboratoire de Structures de Composites et Matériaux innovants, Faculté de Génie Mécanique, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf, Oran, Algeria; S. Amziane, Pr., Institut Pascal, CNRS, UMR 6602, Clermont Université, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, Aubière, France. Contact: bentatanawal@gmail.com
DOI: 10.1080/10168664.2020.1847009

Abstract

This paper presents an experimental and numerical model of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) retrofitted concrete beams with and without intermediate notches, developed to predict the impact load, energy response, cracking pattern and interfacial stress distribution under drop-weight impact. Considering a drop-weight falling from different heights, a CFRP sheet was bonded to the bottom surface of the beam. The specimen's drop-weight impacts were established for retrofitted and un-retrofitted simply-supported notched concrete beams. A nonlinear finite element model was developed and calibrated to analyze the interfacial stress field, failure modes, cracking patterns and damage sequences. The results obtained numerically in terms of load–time, load–displacement and energy–time curves were compared to those given by the authors' experimental tests and also to those given in the literature. For un-retrofitted beams, the impact time was very short, with failure at the center of the beam. For notched beams, the impact load decreased as notch depth increased, owing to the local loss of rigidity at the center of the concrete beam. For the retrofitted beam, however, the impact time was quite long, with a very high impact load, because the beam was more resistant, with rebound.

Keywords: drop-weight impact; intermediate notch; concrete beam; CFRP sheets; experimental study; numerical model

1. Introduction

Reinforced concrete (RC) structures have many applications, including tunnels, bridges, industrial buildings and rock protections. Their design and construction are subject to standardized technical rules, specifying the procedure for structural design under static loading. These structures can often be subject to an accidental impact load, such as rock falls in mountainous areas, or heavy loads in factories and warehouses due to accidents.¹ However, the behavior of reinforced concrete structures subjected to impact loading has not been fully characterized in civil engineering. Consequently, many experimental and numerical studies have been conducted to understand the response of reinforced concrete elements to impact loads.^{2,3}

To understand the damage behavior of RC beams during impact loading, high speed drop-weight impact tests have been performed. Using the inverse of

the beams' static flexural load capacity, the strain was empirically formulated, with a deflection proportional to the impact energy. Various characteristic values and their relationships were investigated such as the drop height, the static flexural load-carrying capacity, the input impact energy and the beam response values. The results showed that when the resulting impulse was proportional to the impacting mass, the scale factors have been found to differ significantly, depending on whether the drop-weight moved with the beam or rebounded.⁴ To measure the impact load, acceleration and strain at both the top and bottom surfaces of the concrete beam, the drop-weight impact of concrete beams has been studied experimentally. During impact, the momentum–impulse equilibrium was effectively maintained, indicating that the published records of measured impact force were sufficiently accurate. In addition, the remaining energy was absorbed, particularly through plastic damage to the aluminum alloy.⁵ An

experimental investigation has been conducted to collect fundamental data and to develop more understanding of the effect of steel reinforcement distribution on the dynamic response of reinforced concrete plates. The results obtained showed that the reinforcement ratio had no effect on impulse and absorbed energy values for the same impact load, but crack patterns and failure modes were more dependent on the reinforcement arrangement than on the reinforcement ratio.⁶ An experimental investigation of concrete slabs under impact load was presented, to compare the performances of concrete samples with and without reinforcement. It was found that slabs with a reinforcing layer offer substantial advantages in resistance to impact load. In addition, slabs with fabric reinforcement were not perforated and the area below these slabs was protected.⁷ The behavior of reinforced concrete beams manufactured from several concrete types were experimentally and numerically investigated under dynamic impact loading. From this study, the behavior of both normal concrete and engineered cementitious composite (ECC) beams showed that the smallest cracks formed on the test specimens manufactured using ECC and the largest cracks formed on the test specimens manufactured using low-strength concrete. In addition, the type of material significantly affected the width of cracks observed on the specimens tested.⁸

More recently, a constitutive model of high-performance fiber-reinforced concrete for low-velocity impact simulation has been developed to predict failure surfaces including tri-axial compression, tri-axial extension and torsion. The Karagozian & Case concrete model was shown to be limited in relation to impact loading. The results obtained illustrated that material type significantly affected

the width of the observed cracks on the test specimens, where the smallest cracks formed on the test specimens manufactured using ECC and the largest cracks formed on the test specimens manufactured using low strength concrete.⁹

A detailed experimental investigation has been carried out to determine the influence of induced initial stress on the drop impact response of concrete plates. Using pre-stressed concrete, the maximal impact force was increased by 37.19% and the energy loss decreased by 19.03%. The energy loss was shown to fall to 3.71%, compared to 10.57% in reinforced concrete plates, with the increased drop height.¹⁰ To investigate the impact resistance of a new construction material, a series of coconut fiber reinforced concrete (CFRC) beams strengthened with flax fiber reinforced polymer (FFRP) laminates were manufactured and tested under dynamic loading. After expressing the impact force, deflection, energy absorption, dynamic increase factor and damage pattern of FFRP and CFRC beams, FFRP laminates were shown to be more efficient in improving flexural strength under static and impact loading.¹¹

To date, many studies have been carried out to develop detailed finite-element (FE) models, using general-purpose contact-impact nonlinear RC models under impact loading. Among these studies, a 3D simulation method considering the heterogeneities in the concrete has been developed to illustrate the progression of failure in RC beams subjected to impact loading. The authors showed that local concrete damage became severe with increasing stirrup ratio. In addition, the reduction in hammer weight reduced damage to the concrete and shortened impact load duration.¹² High-fidelity finite element models were developed using LS-DYNA to simulate experimentally recorded responses of drop weight tests on RC beams. Based on observations from the numerical simulations, it was shown that the responses exhibit obvious localization features at an early stage of the impact process, which controls the overall behavior. In addition, shear plug failure begins to occur when the residual resistance of the beam segment is equal to the overall load-carrying capacity of the full-length beam.¹³ Based on the

macro element contact model, an efficient modeling method has been put forward to capture both the flexural and shear behavior of RC beams and columns under low-velocity impact loading. Owing to penetration and crusts, local damage around the impact area was much more severe during high-speed impacts in comparison to low-velocity impacts.¹⁴ To study the impact on concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) sheets numerically, a plasticity model was adopted for the concrete and the Hashin criteria were used for rupture in CFRP. It was found that the maximum deflection of unstrengthened and CFRP-strengthened beams increased significantly when the ratio at impact location increased from 0.26 to 0.79.¹⁵

The majority of the studies discussed above are limited to uniform and perfect structures. However, defects, notches or cracks may exist in the cross sections of many structures. With this in mind, a numerical model has been developed to study the effects of the depth and width of pre-cracks on the dynamic behavior of simply-supported RC beams under air blast loading. Owing to stress concentration in the pre-cracked sections, the initial cracks at the mid-span caused failure in the cracked sections and at the point of application of the blast loading. Moreover, a crack on the surface of the compression zone in a pre-cracked RC beam had a greater influence than a similar crack on the surface of the tensile zone.¹⁶ Notched concrete beams impacted by a hammer have been studied numerically. The fracture energy and tensile strength increased in an approximately linear fashion, up to a strain rate of 30 m/s. In addition, maximum crack propagation speed was observed at the notch tip for 500 m/s.¹⁷ With respect to modern concretes, tests have been carried out to study their response to low-velocity impact. However, the behavior of such concrete was, unsurprisingly, different from that of ordinary concrete beams under static loading. Under impact loading, the residual resistance of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams obeyed an exponential law, while the residual stiffness, toughness and impact resistance followed a linear law. An investigation of the resistance to residual impact found a

damage index similar to the stiffness and resistance to residual bending instead of residual resistance.¹⁸

Note that, in the majority of papers cited above, authors have studied the impact response of intact concrete beams, with or without reinforcement by composite sheets, either experimentally or numerically.^{4–14} Research on the dynamic behavior of pre-cracked concrete beams subjected to impact loading is scant.^{14–18} The present paper is one of only a very few articles that have, both numerically and experimentally, studied the drop-weight impact behavior of simply-supported retrofitted concrete beams with initial intermediate notches. For the experimental procedure, concrete beams were made and tested under compression to find their compressive strength. Since the concrete was used mostly under compression, and its stress-strain relationship under compressive loading was of major interest, concrete specimens were molded and tested to find compressive strength after 28 days, which corresponds to roughly 80% of the strength after a year. Next, drop-weight tests of simply-supported concrete beams were conducted from different heights to find the energy absorption capacity of intact, pre-cracked and retrofitted beams.

For the numerical study, the ANSYS®/explicit Dynamic software suite was used to develop a 3D nonlinear finite-element model to analyze the stress field, failure modes, cracking patterns and damage sequences within the retrofitted concrete beam. The numerical results in terms of load-time, load-displacement and energy-time curves were compared to those produced by our experiments and those given in the literature. Close agreement was found between the numerical and experimental models proposed, and also with the results gleaned from the literature. Finally, a parametric study was conducted to show the sensitivity of interfacial shear and normal stresses to time and impact velocity. We concluded that the use of CFRP sheets bonded to the bottom surface of the concrete beam greatly improved the load-bearing capacity. Perpendicular cracks observed in the middle of the unrepaired beam became diagonal in the case of repaired concrete beams. The same observations apply for cracked and un-cracked beams, except that the load-bearing capacity is higher in the repaired beams.

2. Material and Test Specimens

2.1 Compressive Properties

To prepare the concrete beams, a fresh concrete mix with 3/8" aggregate (54%), sand (29.87%) and GICA Portland cement (16.13%) was used. Water was used in the preparation of the beam samples. After that, an Abram cone was manufactured to find the slump of the concrete mixture. Using a controllable compression machine (Fig. 1), the compressive strength f'_c of each hardened concrete sample was measured using standard concrete cubes 150 mm in size, after 7 and 28 days of water curing.¹⁶ As shown in Table 1, five specimens were tested after 7 and 28 days, and only the average value was adopted for our applications. Concrete with quasi-brittle performance and very different behavior (Fig. 2) between compression and tension has elucidated the mathematical relation between ultimate concrete compressive strength f'_c , tensile strength f_r and the modulus of elasticity of the concrete (E_c).^{19,20}

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

$$f_r = 0.632\sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$



Fig. 1: Concrete cubes and compressive strength tests

Specimen designation	f'_c (MPa) (7 days)	f'_c (MPa) (28 days)
SB1	19.00	29.34
SB2	19.21	29.67
SB3	17.34	28.67
SB4	17.34	29.14
SB5	18.67	29.34
Average	18.31	29.23

Table 1: Different compressive strengths of concrete specimens at 7 and 28 days (MPa)

Using the following equations, the multilinear stress–strain curve for concrete in compression (Fig. 1) is given by^{20,21}

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad (3)$$

$$\varepsilon_0 = 2 \frac{f'_c}{E_c} \quad (4)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (5)$$

where f is the stress at any strain ε [MPa]; ε is the strain at stress f [mm/mm]; and ε_0 is the strain at the ultimate compressive strength f'_c .

2.2 Specimen preparation

For the impact study, concrete beams were manufactured with dimensions $L = 280$ mm, $a = 70$ mm and $b = 70$ mm, which corresponded to the metal mold available in the laboratory (Fig. 3a). In order to ensure the concrete beams all had identical properties, each series of specimens were cast at the same time using a single batch of concrete. For the curing, all specimens were left in the mold for seven days. Subsequently, they were de-molded and left to air dry for 45 days. After that, initial notches were created with different depths (Fig. 3b). Before affixing the CFRP patch to the beam, the concrete beam was abraded to eliminate the thin layer of dry cement paste on the surface and expose the hard concrete through a smooth surface (Fig. 3c). The surfaces were then cleaned and wiped off to eliminate dust and particles. For good bonding and effective strengthening, the concrete must be of good quality and at least 28 days old. First, the concrete surfaces were coated with a layer of adhesive of uniform thickness for even impregnation of the surface (Fig. 3d). The CFRP (Fiber Sika-Wrap®-230C) was cut to the chosen

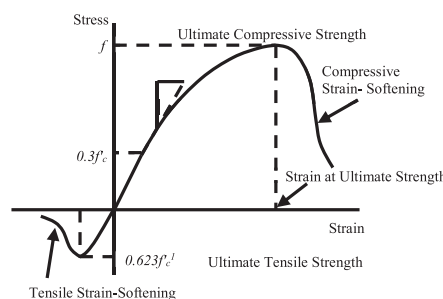


Fig. 2: Uniaxial stress–strain curve

size (Fig. 3e). It was then applied to the epoxy resin (Epoxy Sika 330) using a flexible roller (Fig. 3f). In order to ensure the adhesive penetrated fully into the open spaces, the CFRP was firmly pressed onto the epoxy resin without folding or stretching. A second layer of epoxy resin was then immediately applied to the top of the CFRP to provide a uniform layer of patched surface. The mechanical properties of the concrete beam, CFRP unidirectional fibers and epoxy resin are given in Tables 2, 3.^{19,21} The mechanical properties of the concrete were calculated using Eqs. (1)–(5). However, the properties of the fibers and of the resin were given by the manufacturer, Sika.

3. Drop-Weight Impact

3.1 Preparatory Tests

The impact test was conducted by dropping a weight (in free fall) from different heights. For this purpose, a 0.7 kg steel ball was used, impacting at a single point in the center of the top of the simply-supported concrete beam surface. The hemispherical supports allowed the beam to rotate freely while restricting its perpendicular movement. Over a total length of 280 mm, the effective span between supports was fixed at 210 mm. The test is illustrated in Fig. 4. The impact energy absorbed by the specimens was calculated by the formula $W = mgh$, where W , m , g and h denote impact energy, mass of the steel ball, acceleration due to gravity and drop height, respectively.

The dynamic deflection and rebound of the beam were observed from a lateral angle using digital photography and video recording, which yielded information on the cracking patterns, failure modes and debonding at the CFRP/concrete beam interface.

3.2 Numerical Model

In the numerical model, the supported retrofitted concrete beam, with and without an intermediate notch, was employed for impact analysis, using the commercially available software ANSYS. The drop-weight impact test was simulated by ANSYS/Explicit dynamic.

The rectangular concrete beams measured 280 mm length $\times$ 70 mm width $\times$ 70 mm depth, with an effective

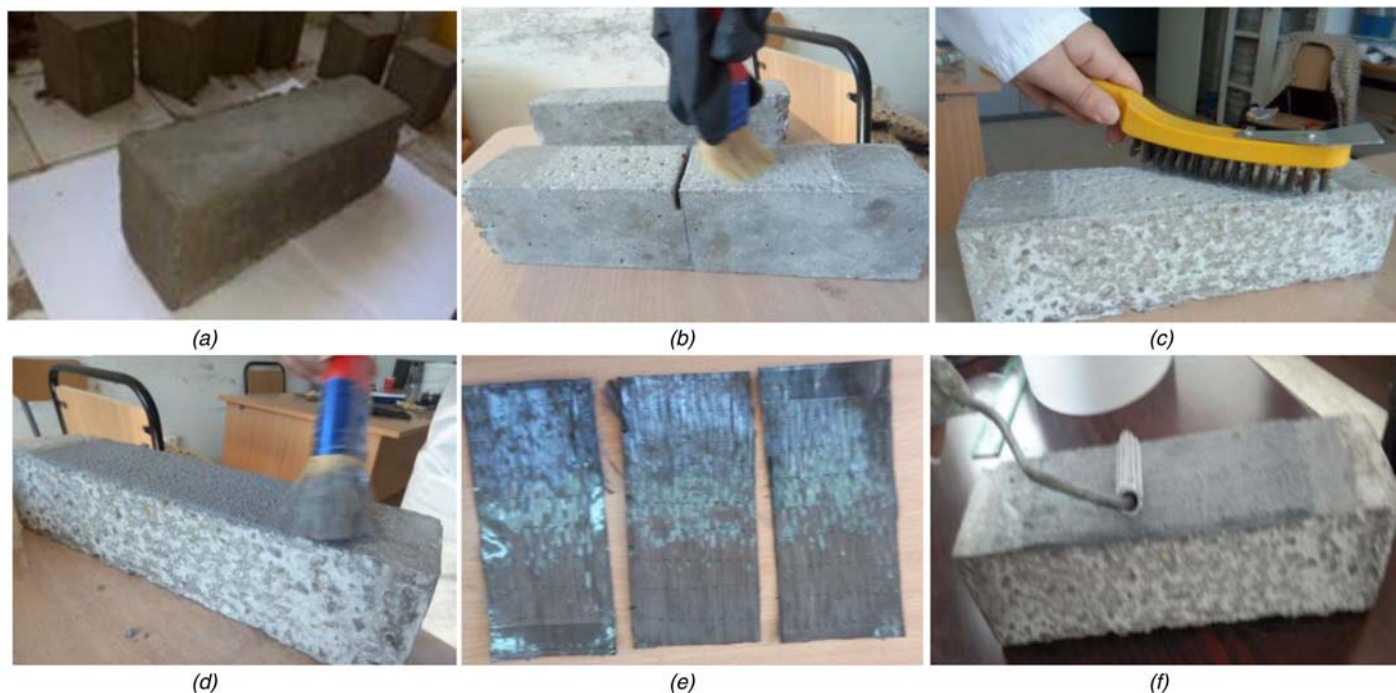


Fig. 3: Specimen preparation: (a) concrete beam; (b) initial notch; (c) abraded beams; (d) application of adhesive layer; (e) CFRP cut; (f) application of flexible roller on the CFRP

Young's modulus, E_c (MPa)	Poisson's ratio	Ultimate tensile strength (MPa)	Ultimate compressive strength (MPa)
25.41	0.2	3.42	29.23

Table 2: Mechanical properties of concrete beams

Material	Young's modulus (GPa)	Tensile strength (GPa)	Elongation at failure 1.5%	Area density (g/m^2)
CFRP/Fiber SikaWrap®-230C	238	3650	29.23	225
Epoxy Sika 330	3.8	30	0.9%	235

Table 3: Mechanical properties of unidirectional CFRP fibers and epoxy resin¹⁹

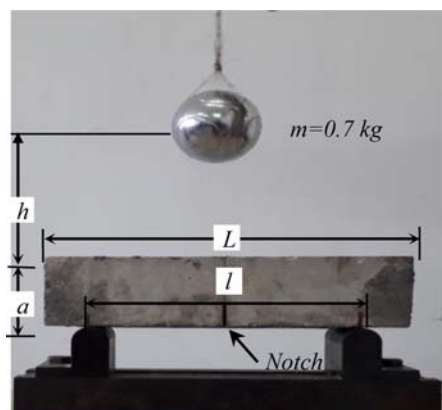


Fig. 4: Drop-weight impact test

span of 210 mm between supports, as shown in Fig. 5a. For retrofitting, a 2.5 mm-thick CFRP plate was attached to the concrete beam with a 1 mm layer of adhesive. The supports were two half cylinders in linear contact with the concrete beam. On these two lines, displacements along the Y-axis were constrained at the nodal points along the Z-axis, thus satisfying the experimental boundary conditions (Fig 5b). With perfect contact, the 180 mm-long CFRP sheet was bonded to the bottom surface of the concrete beam. The reinforcing connection between the two supports and the concrete beam was formed as

the bodies interacted with one another. The FE mesh of the 3D numerical analysis model is shown in Fig. 5b. For the beam, a concrete element (Solid65) was selected. This element is capable of plastic deformation, cracking in three orthogonal directions and crushing. The Solid65 element requires linear isotropic and multilinear isotropic material properties to model concrete properly. Eight-node isotropic brick elements (Solid95) were used to model the adhesive, represented by one mesh layer. This element has three degrees of freedom at each node—translations in the x-, y- and z-directions. For the patch, anisotropic brick elements (Solid46) were chosen to model each layer of carbon sheeting. Contact between the impactor and the specimen was modeled in ANSYS/Explicit using the contact algorithm to generate the contact forces.²² The interaction between the impactor and the concrete beam was simulated through the initial condition. An impact speed was imposed on the master node of the impactor along the Y-axis. To simulate the connection between the elements of the modern beam, a regular mesh was imposed for the concrete beam, the CFRP and the adhesive, ensuring the common nodes connected at the interfaces. To check the convergence of the proposed model, three meshes were chosen

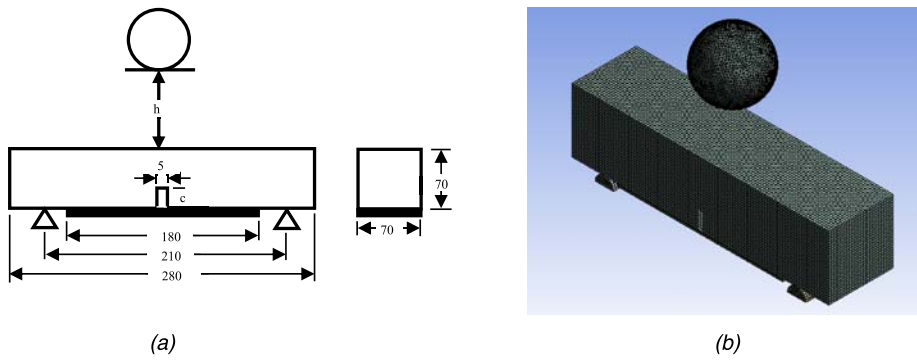


Fig. 5: Dimensions and Meshing details of the concrete beam, a) schematic impact, b) A three dimensional finite element mesh

with different element sizes: a fine mesh (mesh1) with element size of 1 mm; a medium mesh with 5 mm (mesh 2); and a wide mesh with 15 mm (mesh3). The impactor was modeled as a rigid body traversed by discrete rigid elements. The concrete was modeled on the basis of the tensile and compressive damage behavior, by considering multi-linear isotropic laws (Eqs. 1–5). Compressive crushing and tensile cracking of the concrete were considered to show the failure mechanisms. The progressive damage model was used to illustrate the behavior of the reinforced concrete beam.

4. Validation and Discussion

4.1 Impact Load

Figure 6 compares the experimental and predicted load histories of the notched concrete beam for the three meshes at two impact velocities: $V = 0.881$ m/s and $V = 1.76$ m/s. For both the numerical and experimental

results, the impact load time was limited to 0.4 ms from the initial impact. This limitation allowed accurate comparison of the results. The responses of all beams exhibited a similar time course, which included an initial pulse-like waveform with comparatively high amplitude and short duration. The comparison demonstrated the effectiveness of this FE model in predicting the load history curves of concrete beams under impact loading. Note that there is reasonable agreement between the numerical estimation and the experimental data. The experimental results given in Ref. [17] were significantly lower than those predicted by the numerical model of Ref. [17] for both impact velocities. According to the authors of Ref. [17], the model given in the present paper overestimates the peaks in comparison to the experiments. They also say that, bearing in mind the difficulties in precisely measuring the impact loads in experiments, the agreement was relatively good. To surmount this difficulty in cross-validating between numerical

and experimental models, three mesh sizes are adopted here (wide, medium and fine). It was found that a fine mesh (Mesh 1) yielded results very close to the experimental model. On the other hand, the wide mesh (Mesh 3) corresponded most closely to the numerical model advanced by Ref. [17], while the medium mesh (Mesh 2) was between the two results. Thus, it can be said that more realistic results would have been obtained by refining Ref. [17]'s mesh size.

To check the effect of notch depth on retrofitted and un-retrofitted concrete beams, Fig. 7 was plotted. Five notch depths were chosen (0, 10, 15, 20 and 25 mm) for retrofitted and un-retrofitted beams to quantify its effect on the impact force-time curves. For information, all tested specimens are denoted *CB* to designate the concrete beam. *N* and *R* are added to identify the notched and repaired beams. In addition, this notation is followed by a number to indicate notch depth. If this number is omitted, the notch depth is zero. In each series, all specimens had identical geometric configurations and reinforcement. For un-retrofitted beams (Fig. 7a), the main portion of all response curves presented a semi-sine wave, with the maximum load decreasing to zero over time. The time of impact was very short with very small impact load ($t \leq 5$ ms). This meant that the beams were severely damaged with fast failure. This impact load decreased as notch depth increased. This is due to the local loss of rigidity at the center of the concrete beam. This force, which was 26.1 kN for an intact beam, fell to 14.5 kN if the notch was 25 mm deep.

On the other hand, for the retrofitted beam (Fig. 7b), the impact time was quite long with a very high impact load, because the beam was more resistant with rebound. The maximum impact load for the *CB-R* beam reached 50.4 kN, unlike what happened with the *CB-N* beam, where this load was reduced to 34.6 kN. The patch increased this load by 32%. Therefore, the load-bearing capacity of the RC beam was significantly improved. Despite the presence of the notch, rebound was still observed, which is indicative of the smooth operation of the patch. It should be noted that this impact load was reduced where a notch was present, but it remained significant.

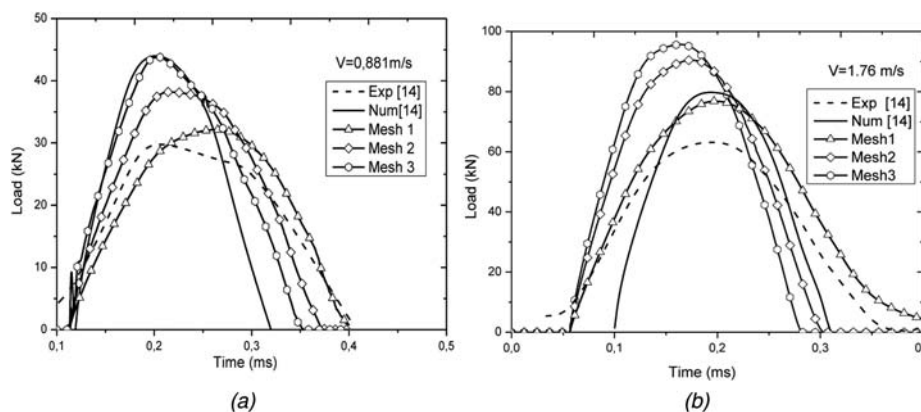


Fig. 6: Comparison between numerical and experimental impact load versus time of a notched concrete beam for different impact velocities: (a) $V = 0.88$ m/s; (b) $V = 1.76$ m/s

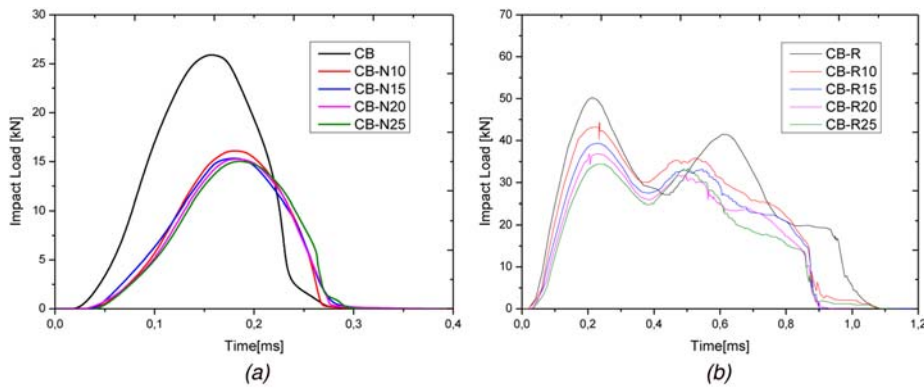


Fig. 7: Time response loading of RC beams with different depth notches: (a) un-retrofitted beams; (b) retrofitted beams

4.2 Energy Response

From the literature, the energy absorbed by the concrete beam during impact is quantified by the area under the curves (Fig. 8). This indicates that beam damage or failure have often been experienced when subjected to this absorbed energy. Clearly, this area was larger in the retrofitted concrete beam and the time of impact was very significant because the energy response increases due to the presence of a patch. The energy losses caused by notch depth are indicative of failures. Table 4 was produced to compare the maximum energy predicted by numerical results against that obtained experimentally in drop-weight tests from different heights for retrofitted and un-retrofitted concrete beams. The numerical and experimental results were in close agreement, irrespective of the notch depth and concrete beam state (retrofitted and un-retrofitted). In the most extreme case, the maximum difference did not exceed 3.36% for the *CB-N25-R* retrofitted beams. This difference was very small for the retrofitted beam (0.15% for *CB-R*).

4.3 Cracking Pattern

In order to visualize the failure modes of retrofitted and un-retrofitted concrete beams, the crack patterns were plotted in Figs. 9, 10, facilitating further explanation of the failure mechanisms during the impacts.

The two figures compare the damage contours obtained in the experimental tests and the numerical analysis in the presence of cracks after drop-weight impact tests. With an un-retrofitted concrete beam (Fig. 9), uniformly distributed flexural cracks were observed at the center of the

beam. As compared to the cracks observed in the *CB-N* specimen, the cracks in the *CB-N20* specimen were narrower, due to the presence of the notch. As the load increased, the

bending stress increased, resulting in localized bending failure, often at the center of the beam. The ultimate failure mode was the crushing of the upper surface of the beam at mid-span. In the final stage, vertical cracks propagated through the pure bending region before spreading to the supports.

For the retrofitted concrete beam (Fig. 10), some flexural cracks appeared at the center of the beam. However, owing to the presence of the patch at the bottom of the concrete beam, these cracks were halted. Consequently, the failure mode shifted from flexure to shear, and diagonal cracks near the loading point dominated the failure pattern, forming a shear plug. Owing to the shear stresses, diagonal cracks were

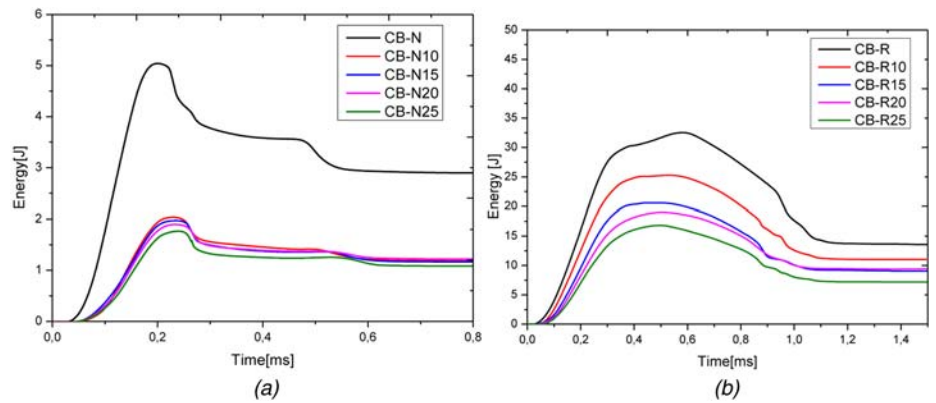


Fig. 8: Energy response of RC beams with different depth notches: (a) un-retrofitted beams; (b) retrofitted beams

Specimens	Drop-weight height (mm)	Velocity at impact (m/s)	Experimental energy (J)	Numerical energy (J)	Difference (%)
<i>CB-N</i>	735	3.80	5.04	5.06	0.4
<i>CB-N10</i>	300	2.43	2.06	2.07	0.5
<i>CB-N15</i>	297	2.41	2.03	2.00	1.48
<i>CB-N20</i>	285	2.34	1.92	1.93	0.52
<i>CB-N25</i>	260	2.25	1.77	1.78	0.56
<i>CB-R</i>	6000	4.43	32.77	32.72	0.15
<i>CB-N10-R</i>	4800	3.96	26.21	25.50	2.71
<i>CB-N15-R</i>	3900	3.57	21.30	20.76	2.54
<i>CB-N20-R</i>	3420	3.34	18.68	19.21	2.84
<i>CB-N25-R</i>	3000	3.13	16.38	16.93	3.36

Table 4: Comparison between experimental and numerical energies (J) at failure for retrofitted and un-retrofitted concrete beams

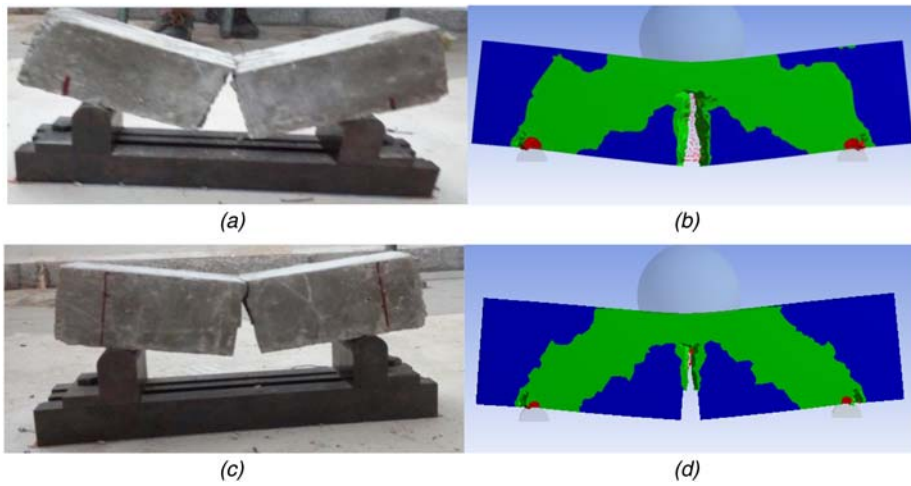


Fig. 9: Damage patterns for un-retrofitted concrete beams: (a) experimental results for the CB-N specimen; (b) numerical results for the CB-N specimen; (c) experimental results for the CB-N20 specimen; (d) numerical results for the CB-N20 specimen

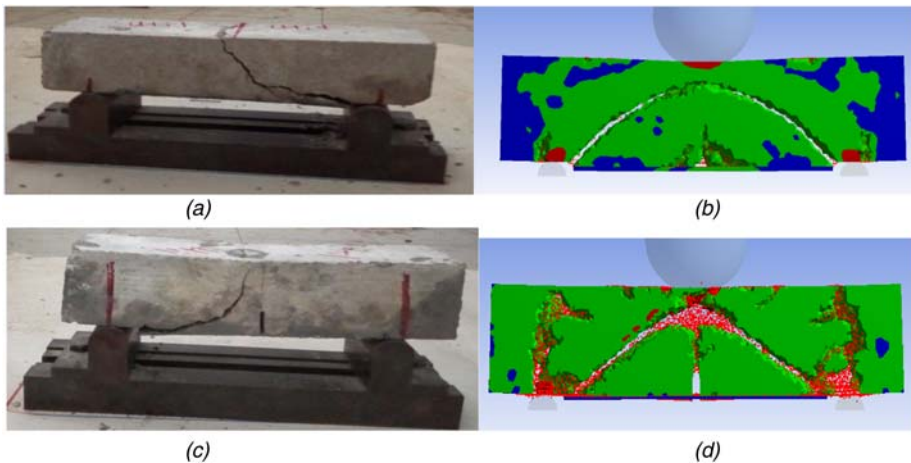


Fig. 10: Damage patterns for retrofitted concrete beams: (a) experimental results for the CB-R specimen; (b) numerical results for the CB-R specimen; (c) experimental results for the CB-N20-R specimen; (d) numerical results for the CB-N20-R specimen

initially inclined towards both supports. Because of imperfect symmetry in most cases, the cracks often propagated in a prevailing direction. These cracks continued to propagate toward the compression zone, where some top surfaces were relatively crushed. This phenomenon accelerated and became more apparent when a notch was present (CB-N20-R). It is concluded that, in a numerical simulation of the traction–separation interfacial relationship, the rupture of the CFRP was accurately predicted by the failure criteria. Following the rupture of the wrap, debonding of longitudinal sheets also occurred in the experiments, at both edges of the CFRP sheet and in the notched zone. From these figures, it can be said that the damage patterns found

numerically compared well with experimental observations.

4.4 Interfacial Stress Distribution

From the literature cited above,^{4–11} only a few studies have reported interfacial stress distribution results for retrofitted and un-retrofitted concrete beams during drop-weight impact. The majority of studies agree that load–time, load–displacement and energy–time curves all increase. An investigation of the stresses was required in order to illuminate the evolution of the interfacial stress distribution in impact tests, because experimental studies have only reported the energies, strains and displacement responses.

In addition, the FRP/concrete bond under impact loading was very different from that under static loading, because the impact loads generate structural vibrations causing negative bending moments of the beam.^{22–23} These negative moments have led to unexpected types of structural failure. However, the rebound response and vibration must be investigated for a clear understanding of their effects on the stress evolution in retrofitted and un-retrofitted concrete beams.

4.4.1 Effect of Impact Time

For concrete beams, some studies have shown that the failure mode may change from flexural mode under static loads to shear mode under impact loads. This important phenomenon has been clarified by the contribution of the inertial forces, reaction and impact load under a dropped weight on the balance of the concrete beam.^{23–26} To examine this phenomenon, Figs. 11, 12 illustrate the normal and shear stress distribution at the bottom of un-retrofitted and retrofitted concrete beams without an intermediate notch at different impact times, respectively. We suggest that, when a drop weight impacts a concrete beam, it generates stress waves that propagate through the beam. The longitudinal and shear waves propagate inside the patch–beam interface at high velocity but low energy, until they reach the edges. In both figures, we see perfect symmetry of normal (σ_x) and shear (τ_{xy}) stresses given by the numerical model. In the middle of the beam, the normal stress is maximum, but the shear stress is zero and reaches its maximum near to the middle. At the edge, the normal stress, which is very noticeable at the bottom of the un-retrofitted beam (Fig. 11a) becomes small in the presence of the patch (Fig. 12a). On the other hand, the shear stresses, which are null at the edge (Fig. 11b), are very significant at the patch–beam interface (Fig. 12b). We conclude that the presence of a patch during impact generates interfacial shear stresses at the edge and reduces the normal stress in comparison to the values found at the center. As impact time increases, both shear and normal stresses increase, displaying visible fluctuations, until total failure of the concrete beam. These fluctuations indicated the occurrence of damage. By adding a patch at the

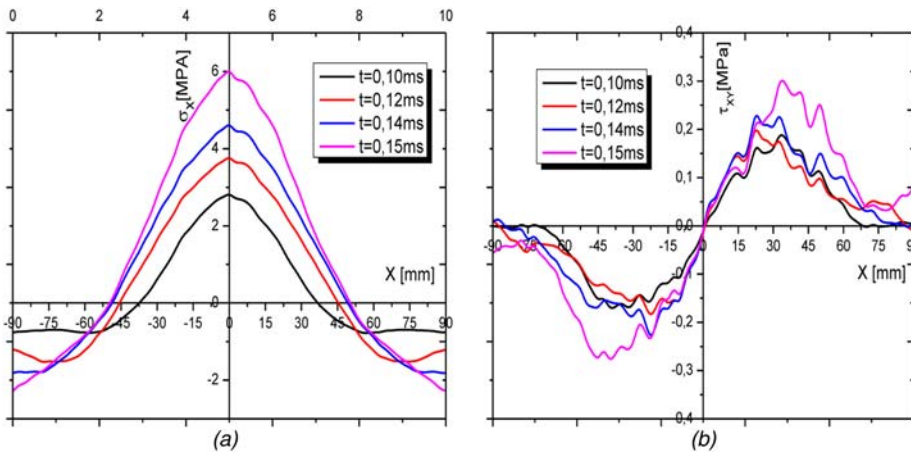


Fig. 11: Stress distribution at the bottom of un-retrofitted concrete beams at different impact times for $v = 3.8$ m/s: (a) normal stress, σ_x ; (b) shear stress, τ_{xy}

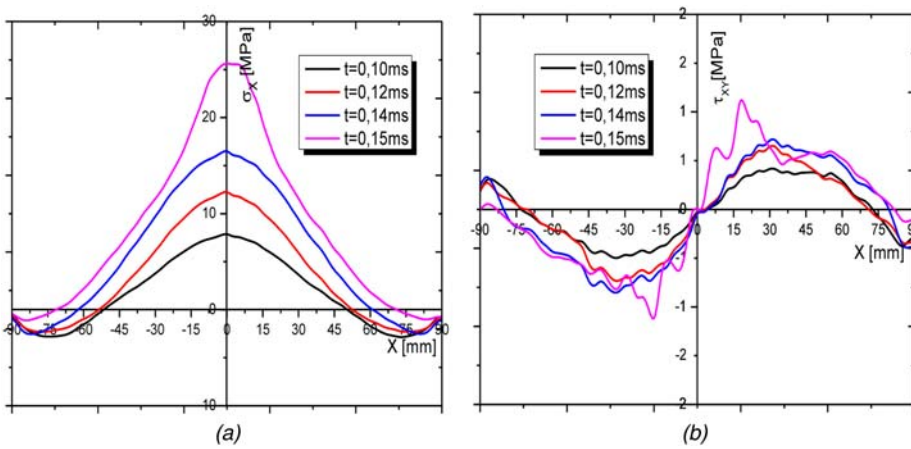


Fig. 12: Stress distribution at the interface of retrofitted concrete beams at different impact times for $v = 4.43$ m/s: (a) normal stress, σ_x ; (b) shear stress, τ_{xy}

bottom of the beam, all stresses are greatly increased, indicating augmentation of the load-bearing capacity of the concrete beam. In addition, flexural cracks generated for the un-retrofitted beam become diagonal in the

presence of the patch. It is concluded that the presence of the patch improves the performance of the concrete beam by increasing the load-bearing capacity and changing the failure mode.

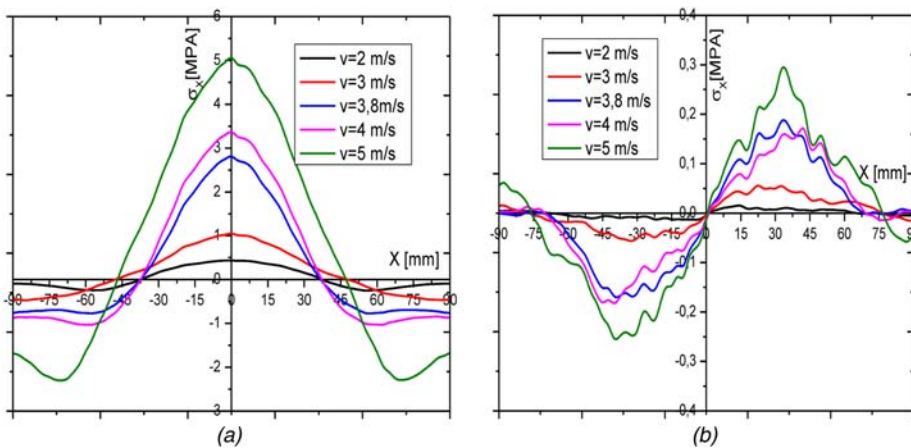


Fig. 13: Stress distribution at the bottom of un-retrofitted concrete beam versus impact velocity for fixed time $t = 1-e4s$: (a) normal stress, σ_x ; (b) shear stress, τ_{xy}

4.4.2 Effect of Velocity

The interfacial stress distribution curves of the concrete beam at various impact velocities are plotted in Figs. 13, 14. The impact velocity is varied from 2 to 5 m/s to observe the normal and shear stress distribution along the bottom of the un-retrofitted beam and the patch-beam interface for the retrofitted concrete beam. Next, the corresponding damage evolution caused by a combination of normal and shear stresses is deduced. Increasing the drop weight velocity from 2 to 5 m/s significantly affects the normal and shear stresses. The normal stress is considerably increased at the center of the beam. In the un-retrofitted beam (Fig. 13a), this stress increases from 0.44 MPa for $v = 2$ m/s to 5.1 MPa when $v = 5$ m/s. In the retrofitted beam (Fig. 14a), meanwhile, the situation becomes more significant, because the normal stress at the center reaches 89 MPa for $v = 5$ m/s, as compared to 16.5 MPa for $v = 2$ m/s. The most interesting result is the evolution of the shear stress (Figs. 13b, 14b). For the un-retrofitted beam, the shear stresses are insignificant despite the velocity increase. Just a few oscillations appear on the curves, which indicates the occurrence of damage to the concrete beam. For the retrofitted beam, though, shear stresses become highly critical, especially at both edges of the patch-beam interface. For $v = 5$ m/s, this stress reaches the drastic value of 8.01 MPa. Using the concrete damage model, major oscillations are observed on all curves representing the four selected velocities. These oscillations cause extreme damage to the concrete beam. The concentrations of the shear stresses at the edges indicate the appearance of a diagonal crack from the point of impact to the edge of the patch.

4.4.3 Effect of the Impact Period

In Figs. 15, 16, normal and shear stresses are plotted versus time histories for retrofitted and un-retrofitted beams, with and without a notch. Note that, during the impactor-beam contact, the drop-weight impact on the concrete beam is characterized by an interfacial stress at the bottom patch-beam interface, of great intensity within a short period of time ($t = 0.38$ ms for σ_x and $t = 0.22$ ms for τ_{xy}). In both figures, the behavior of the concrete beam exhibits two distinct phases.

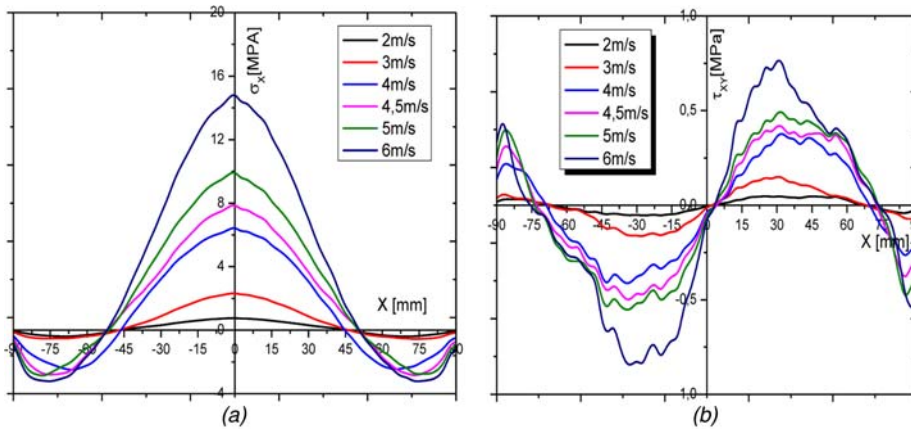


Fig. 14: Stress distribution at the interface of retrofitted concrete beams versus impact velocity for fixed time $t = 1-e4s$: (a) normal stress, σ_x ; (b) shear stress, τ_{xy}

First, there is a very short-lived local response caused by the stress waves that occur at the point of impact. However, some low-amplitude vibration is observed in the unloading phase. After that, we have an impact response generated by the vibration, which lasts considerably longer. The repeated impact caused by the two phases may reduce interface performance, especially on un-retrofitted and notched concrete beams. Using patches at the bottom of the beam *CB-R* (Fig. 15), the interfacial normal stress is considerably increased ($\sigma_x = 123$ MPa) in comparison to the un-retrofitted beam *CB-N* ($\sigma_x = 4.2$ MPa). For the notched beam *CB-N20-R*, the presence of the patch keeps the value of the normal stress high ($\sigma_x = 5.3$ MPa) by comparison with the un-retrofitted and notched beam *CB-N20* ($\sigma_x = 4.3$ MPa). In Fig. 16, we see that the patch increases the interfacial shear stress to 8.1 MPa, as compared to 2.5 MPa for the un-patched beam. The patch delivers a relative improvement in this stress ($\tau_{xy} = 3.8$ MPa) in the case of the notched beam. We conclude that the impact time is very short in comparison to the stress wave

caused by the vibration. In addition, the patch improves the performance of the notched concrete beam.

5. Conclusion

This paper presents experimental tests and numerical simulations to study retrofitted concrete beams with an intermediate notch that are subjected to drop-weight impact from different heights. To increase the absorbed energy and the load-bearing capacity, a CFRP sheet is bonded to the bottom surface of the concrete beams. Compressive tests on the concrete beams show that the concrete is a quasi-brittle material with high compressive strength, which gradually increases over time. The average compressive strength, which is only 18.31 MPa at 7 days, becomes 29.23 MPa at 28 days. The relations between the concrete's ultimate compressive strength, tensile strength and modulus of elasticity are taken from analytical models given in the existing literature.

Subsequently, the load history, interfacial stresses and absorbed energy of the retrofitted and un-retrofitted

concrete beams, both notched and intact, are obtained and discussed in detail. Based on both experimental and numerical results, some observations are made. The major conclusions are summarized below.

- There is close correspondence between the numerical and experimental results, in terms of load time and absorbed energy. Of the three meshes used, the fine mesh produces results that are very similar to the experimental model predictions. Conversely, a wide mesh is best suited to the numerical models found in the literature.
- For un-retrofitted concrete beams, the impact time is very short, because damage to beams occurs very rapidly. In addition, this impact load decreases with increasing notch depth.
- For retrofitted beams, the impact time is quite long, with a very high impact load. The patch causes this load almost to double, and the load-bearing capacity of the concrete beams is greatly improved. The impact load is reduced in the presence of a notch, but remains significant.
- Crack patterns are plotted in order to visualize scenarios of failure modes and compare them with the experimental results. For un-retrofitted concrete beams with and without a notch, the predominant damage is flexural cracks. However, for retrofitted beams, the failure mode shifts from flexure to shear, and diagonal cracks near the loading point dominate in the failure pattern, forming a shear plug.
- In the impact tests, the impact load differs greatly from the static load, because the impact loads generate structural vibrations, which create negative bending moments in the beam.
- With increasing contact duration, the stress wave propagates to the bottom of the beam. As the impact time increases, both normal and shear stresses increase, showing visible fluctuations, until total failure.
- The impact velocity significantly affects the interfacial stresses. In retrofitted beams, shear stresses become highly critical, with major oscillations of the curves corresponding to concrete damage, represented by diagonal cracks.

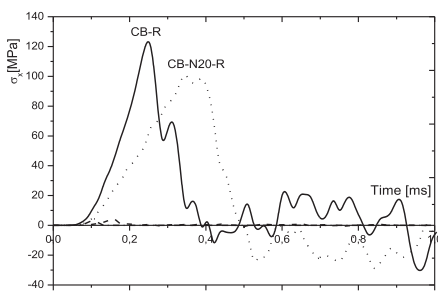


Fig. 15: Normal stress, σ_x , versus time histories for retrofitted and un-retrofitted concrete beams

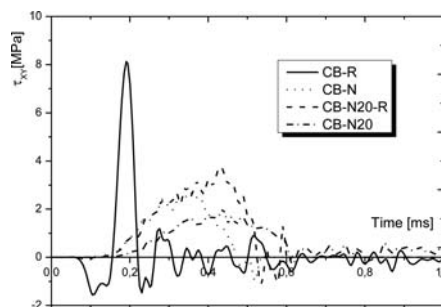


Fig. 16: Shear stress, τ_{xy} , versus time for retrofitted and un-retrofitted concrete beams

- Finally, it can be said that the combination of numerical models with experimental tests is crucially important to understanding the impact phenomenon. The experimental tests provide valuable information on load–time, load–displacement and energy–time curves; the numerical results provide more details of the evolution of the failure mechanisms, such as the cracking pattern of the concrete, interfacial stress distribution and the damage sequences.

Acknowledge

The authors would like to acknowledge financial support from the Algerian Ministry for Higher Education and Scientific Research (MESRS), especially the General Directorate of Scientific Research and Technological Development (DGRSDT).

References

- [1] Kishi N, Okada SY, Kon-No H. Numerical impact response analysis of rockfall protection galleries. *Struct. Eng. Int.* 2009; 19(3).
- [2] Murtiadi S, Marzouk H. Behavior of high-strength concrete plates under impact loading. *Mag. Concr. Res.* 2001; 53: 43–50.
- [3] Wang B, Zhu H, Wu X, Zhang N, Yan B. Numerical investigation on low-velocity impact response of CFRP wraps in presence of concrete substrate. *Compos. Struct.* 2020; 231: 111541.
- [4] Zhan T, Wang Z, Ning J. Failure behaviors of reinforced concrete beams subjected to high impact loading. *Eng. Fail. Anal.* 2015; 56: 233–243.
- [5] Wu M, Chen Z, Zhang C. Determining the impact behavior of concrete beams through experimental testing and meso-scale simulation: I. drop-weight tests. *Eng. Fract. Mech.* 2015; 135: 94–112.
- [6] Othman H, Marzouk H. An experimental investigation on the effect of steel reinforcement on impact response of reinforced concrete plates. *Int. J. Impact Eng.* 2016; 88: 12–21.
- [7] Beckmann B, Hummeltenberg A, Weber T, Curbach M. Strain behaviour of concrete slabs under impact load. *Struct. Eng. Int.* 2012; 22: 562–568.
- [8] Anil Ö, Durucan a C, Erdemb RT, Yorgancilar MA. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete beams with variable material properties under impact loading. *Constr. Build. Mater.* 2016; 125: 94–104.
- [9] Guo W, Fan W, Shao X, Shen D, Chen B. Constitutive model of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete for low-velocity impact simulations. *Compos. Struct.* 2018; 185: 307–326.
- [10] Kumar V, Iqbal MA, Mittal AK. Experimental investigation of prestressed and reinforced concrete plates under falling weight impactor. *Thin-Walled Struct.* 2018; 126: 106–116.
- [11] Wang W, Chouw N. Behaviour of CFRC beams strengthened by FFRP laminates under static and impact loadings. *Constr. Build. Mater.* 2017; 155: 956–964.
- [12] Jin L, Xu J, Zhang R, Du X. Numerical study on the impact performances of reinforced concrete beams: a mesoscopic simulation method. *Eng. Fail. Anal.* 2017; 80: 141–163.
- [13] Zhao D, Yib W, Kunnath SK. Numerical simulation and shear resistance of reinforced concrete beams under impact. *Eng. Struct.* 2018; 166: 387–401.
- [14] Fan W, Liu B, Huang X, Sun Y. Efficient modeling of flexural and shear behaviors in reinforced concrete beams and columns subjected to low-velocity impact loading. *Eng. Struct.* 2019; 195: 22–50.
- [15] Zhan T, Wang Z, Ning J. Failure behaviors of reinforced concrete beams subjected to high beams under impact load. *Engineering Failure Analysis* 2015; 56: 233–243.
- [16] Qu Y, Li X, Kong X, Zhang W, Wang X. Numerical simulation on dynamic behavior of reinforced concrete beam with initial cracks subjected to air blast loading. *Eng. Struct.* 2016; 128: 96–110.
- [17] Bede N, Ozbolt J, Sharma A, Irhan B. Dynamic fracture of notched plain concrete beams: 3D finite element study. *Int. J. Impact Eng.* 2015; 77: 176–188.
- [18] Li PP, Yu QL. Responses and post-impact properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete under pendulum impact. *Compos. Struct.* 2019; 208: 806–815.
- [19] Attari N, Si Youcef Y, Amziane S. Seismic performance of reinforced concrete beam–column joint strengthening by FRP sheets. *Structures* 2019; 20: 353–364.
- [20] Hu HT, Lin FM, Jan YY. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics. *Compos. Struct.* 2004; 63: 271–281.
- [21] Bennegadi ML, Sereir Z, Amziane S. 3D nonlinear finite element model for the volume optimization of a RC beam externally reinforced with a HFRP plate. *Constr. Build. Mater.* 2013; 38: 1152–1160.
- [22] Hamamousse K, Sereir Z, Benzidane R, Gehring F, Gomina M, Poilâne C. Experimental and numerical studies on the low-velocity impact response of orthogrid epoxy panels reinforced with short plant fibers. *Compos. Struct.* 2019; 211: 469–480.
- [23] Pham TM, Hao H. Review of concrete structures strengthened with FRP against impact loading. *Structures* 2016; 7: 59–70.
- [24] Saatci S, Vecchio FJ. Effects of shear mechanisms on impact behavior of reinforced concrete beams. *ACI Struct. J.* 2009; 106(1): 78–86.
- [25] Ozbolt J, Sharma A. Numerical simulation of reinforced concrete beams with different shear reinforcements under dynamic impact loads. *Int. J. Impact Eng.* 2011; 38 (12): 940–950.
- [26] Micallef K, Sagaseta J, Ruiz MF, et al. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading. *Int. J. Impact Eng.* 2014; 71: 17–33.