HAL
open science

Fissuration en modes mixtes dans le bois : diagnostic et évaluation des méthodes de renforcement local

Edouard Sorin

To cite this version:

Edouard Sorin. Fissuration en modes mixtes dans le bois : diagnostic et évaluation des méthodes de renforcement local. Mécanique [physics]. Université de Bordeaux, 2018. Français. NNT : 2018BORD0264 . tel-02020327

HAL Id: tel-02020327

https://theses.hal.science/tel-02020327

Submitted on 15 Feb 2019

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse présentée

pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université de Bordeaux

École doctorale des Sciences Physiques et de l'Ingénieur

Spécialité "Mécanique"

par

Edouard Sorin

Fissuration en mode mixte dans le bois : diagnostic et évaluation des méthodes de renforcement local

Sous la direction de

Jean-Luc Coureau

Soutenue le 30 Novembre 2018

Membres du jury :

Frédéric Rouger	Directeur de Recherches	FCBA	Président du jury
Frédéric Dubois	Professeur	Université de Limoges	Rapporteur
Emmanuel Ferrier	Professeur	Université Lyon 1	Rapporteur
Jean-Luc Coureau	Maître de Conférences	Université de Bordeaux	Directeur de thèse
Francesca Lanata	Enseignant-Chercheur	ESB	Examinatrice
Jean-François Bocquet	Maître de Conférences	ENSTIB	Examinateur

Résumé

TITRE : Fissuration en mode mixte dans le bois : diagnostic et évaluation des méthodes de renforcement local

Résumé : Le renforcement des assemblages et des éléments structuraux en bois vise à dépasser les limites de résistances du matériau, en assurant le transfert d'efforts plus importants dans des zones de faiblesses pouvant être la source de fissurations prématurées dans les ouvrages. Les renforts utilisés peuvent être en acier, en matériaux composites, voire même en bois. Leur accroche peut être mécanique (organes vissés) ou par adhérence (collage structural : goujons collés par exemple). Dans les deux cas, le transfert des sollicitations reste mal connu, et les effets d'amorce ou de déviation de fissure ne sont pas bien appréhendés. Dans les techniques de l'ingénieur, la résistance offerte par le bois dans la zone renforcée reste négligée, ce qui va dans le sens du principe de précaution. Actuellement, les investigations scientifiques s'intéressent à la résistance de ce type de techniques sans pour autant se pencher sur les interactions entre le comportement quasi-fragile du bois et celui des renforts qui régissent le gain en performance mécanique. Or, ces solutions peuvent aboutir à une rupture ultime provoquée par le fendage progressif du bois et la perte d'ancrage du renfort. Il semble donc dans un premier temps utile de proposer des prédictions de la résistance à court terme au fendage des poutres renforcées et sans renfort, qui peuvent servir à l'exploration ultérieure des mécanismes de ruine pour les comportements à long terme. C'est pourquoi, dans cette étude, un modèle global de prédiction de la résistance ultime des composants de structure soumis au fendage, renforcés et non-renforcés, a été développé. Il considère l'aspect quasi-fragile du bois et la propagation de fissure en mode mixte, à l'aide d'une loi de mélange établie sur les courbes-R. La pertinence de cette modélisation est ensuite comparée aux méthodes de dimensionnement actuellement proposées dans les Eurocodes 5, pour les poutres entaillées, via des campagnes expérimentales à différentes échelles.

Mots clefs : Bois, Rupture, Quasi-fragile, Mode mixte, Renforcement, Poutre entaillée

Abstract

TITLE : Cracking in mixed mode in wood : diagnosis and evaluation of the local reinforcement methods

Abstract : The purpose of reinforcing assemblies and structural elements in wood is to overcome the resistance limits of the material, by transferring greater efforts in areas which can lead to premature cracking in structures. The reinforcements used can be made of steel, composite materials or wood. Their hook can be mechanical (screwed bodies) or by adhesion (structural bonding like glued-in rods for example). In both cases, the transfer of solicitations remains poorly known, and the effect of the beginning and the deflection of crack are not well apprehended. In engineering techniques, the wood resistance in the reinforced area is neglected, which is in line with the precautionary principle. Currently, the scientific investigations are interested in the resistance of those kind of techniques without considering the interactions between the quasi-brittle behavior of the wood and the reinforcements which govern the gain in mechanical performance. However, these solutions can lead to a failure caused by the progressive splitting of the wood and the anchor loss of the reinforcement. So it seems accurate to propose predictions of the short-term strength for splitting of reinforced and unreinforced beams, which can be used to further exploration of the long-term failure mechanism. That is why, in this study, a global prediction model of the ultimate strength of structural components subjected to splitting, reinforced and unreinforced ones, was developed. It considers the quasi-brittle behavior of the wood and crack propagation in mixed mode, using a mixing law established on the R-curves. The relevance of this modeling was then compared to the current dimensioning methods of the Eurocodes 5, for notched beams, with experimental campaigns conducted at different scales.

Keywords : Wood, Failure, Quasi-brittle, Mixed mode, Reinforcement, Notched beam

Unité de Recherche

Institut de Mécanique et d'Ingénierie de Bordeaux (I2M)/Département GCE, UMR 5295, 351 cours de la Libération, bâtiment A11, 33405 Talence

Ceci est la fin d'une aventure et le début d'une nouvelle ...

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier l'ensemble des membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail et m'avoir accordé le titre de Docteur.

Je voulais ensuite remercier l'ensemble de l'équipe encadrante qui a suivi mes travaux de thèse pour leur soutien, ainsi que l'ensemble des discussions que nous avons pu avoir pendant ces 3 années.

Je remercie donc Alain Cointe et Philippe Gallimard pour leurs observations pertinentes, qui m'ont été très utiles pour ma soutenance, ainsi que leurs regards sur mes travaux.

Je remercie aussi Stéphane Morel d'avoir pris le temps de m'expliquer plus en détail la Mécanique de la Rupture et plus particulièrement la MLEReq, et avec qui je prends plaisir à chercher comment introduire ces notions au plus grand nombre.

Je remercie également Myriam Chaplain pour le temps qu'elle a passé à relire mes différents articles, ainsi que les observations qu'elle a pu faire sur mes présentations.

Je remercie aussi Francesca Lanata, qui m'a introduit au monde de la recherche lors de ma dernière année à l'Ecole Supérieure du Bois, et qui a continué de suivre mes travaux tout au long de ma thèse.

Et enfin, je remercie Jean-Luc Coureau, sans qui rien de tout cela n'aurait été possible. Je le remercie de m'avoir proposé ce sujet, de m'avoir soutenu, d'avoir cru en moi, et de m'avoir permis de me déplacer à la rencontre des différents acteurs de la recherche dans le bois. J'ai pris un réel plaisir à travailler avec lui et j'espère en prendre encore dans les projets que nous souhaitons réaliser ensemble.

Je tenais aussi à remercier l'ensemble des membres du département GCE de

l'I2M présents au bâtiment A11 pour leur accueil. Et plus particulièrement Bernard Solbes, celui sans qui les projets d'expériences ne resteraient que des projets, et sans qui les pauses déjeuner seraient bien tristes. Je remercie également Philippe Taris et Olivier Lagardère qui ont réalisé les différents bâtis et éprouvettes nécessaires à mes campagnes expérimentales.

Je remercie l'ensemble des doctorants du A11. J'ai pu voir deux générations se succéder. Tout d'abord mes prédécesseurs qui m'ont intégré (plus ou moins facilement) à leurs manières. Merci encore à Alex pour ses différents coups de pouce sur CAST3M ; merci à Marie pour son franc-parler et ses conseils sur les documents administratifs ; merci à Mathieu pour les différentes discussions sur le bois, la programmation, le Canada et la montagne ; merci à Antoine pour tout le soutien apporté ; merci à Agnès pour toutes les soirées passées ensemble à décompresser avec Pierre ; et enfin merci à Pierre, dont la présence nous a énormément manqué à tous ; je sais que tu termineras ta thèse malgré tout ce qui a pu t'arriver.

Et il y a la deuxième génération qui me suit avec Vincent, Cédric, Shuang, et le petit nouveau, Clément. Clément qui peut être vu comme mon remplaçant, bien que nos sujets soient différents : il travaille également sur le bois et la rupture. On n'a pas encore eu trop le temps d'apprendre à se connaître mais cela va venir. Shuang qui a toujours le sourire et qui aime à faire connaître la Chine autrement. Vincent avec qui ça n'a pas toujours été simple, il a fallu du temps pour apprendre à se comprendre et à s'apprécier, mais maintenant les discussions que l'on peut avoir sont toujours intéressantes. Et enfin Cédric, celui avec qui je partage en partie le sujet de thèse, mais aussi de très nombreux moments d'amitié.

Merci à tous ces gens que j'ai pu rencontrer dans le cadre de mes 3 années de thèse. Mais tout ceci n'aurait pas été possible sans mes proches. Je tiens donc à remercier tous mes amis, les nantais d'abord, en commençant par les deux inséparables Arthur et Maxime, mais aussi Charlène et Sean les plus stables de la bande, enfin je crois. Guigui et Patou qui sont toujours partants pour boire un verre quand ils sont là, ce qui n'est pas toujours évident. Mais je n'oublie pas pour autant les amis ingénieurs, Antoine, Alexis, Loïc, Thomas qui sillonnent le monde et avec qui on aime à se retrouver pour prendre des nouvelles des uns et des autres. Je remercie tous ces amis pour la confiance qu'ils ont toujours eue dans ma réussite, ce qui est

à la fois rassurant et angoissant.

Je remercie aussi celle qui a su me soutenir dans les derniers mois de ma thèse, et avec qui j'espère maintenant pouvoir partager des moments plus paisibles le plus longtemps possible.

Je tiens à remercier mes soeurs, ma belle-mère et mon père pour l'amour que chacun m'a donné sans conditions depuis que je suis sur terre et pour la fierté que j'ai pu voir dans leurs yeux. J'aurai également un mot pour mon grand-père, qui était marin pêcheur, pour lui rappeler que je n'oublie pas d'où je viens et que je sais, du moins je l'espère, où je vais.

Et enfin je remercie ma mère pour laquelle il n'existe pas de mots capables d'exprimer ce que je ressens, je ne lui dirai donc que ceci : « merci ».

Sommaire

Résumé **I**

Remerciements **V**

Liste des figures **X**

Liste des tableaux **XX**

Introduction **1**

1 Etat de l'art **3**

1.1 Poutres soumises au fendage 3

1.1.1 Généralités 3

1.1.2 Dimensionnement 8

1.1.3 Discussion sur les approches en lien avec le fendage 20

1.2 Renforcement 26

1.2.1 Techniques de renforcement 26

1.2.2 Dimensionnement 30

1.2.3 Discussion 35

1.3 Bilan 41

2 Prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées avec et sans renforts 43

2.1 Introduction 43

2.2 Fissuration quasi-fragile en mode mixte du bois 44

2.2.1 Le comportement quasi-fragile du bois 44

2.2.2 Fissuration en mode mixte 48

2.3 Modélisation sur poutres entaillées non-renforcées 50

2.3.1 Modèle éléments finis 2D 51

2.3.2 Post-traitement 56

2.4 Modélisation sur poutres renforcées 63

2.4.1 Modélisation éléments finis en 2D 64

2.4.2 Implémentation du critère énergétique en mode mixte 68

3 Caractérisation des propriétés de rupture du bois 76

3.1 Introduction 76

3.2 Essais de caractérisation 80

3.2.1 Caractérisation des courbes de résistance 80

3.2.2 Protocole expérimental 81

3.3 Résultats et discussions 94

3.3.1 Mode I 95

3.3.2 Mode II 99

3.4 Courbes-R prédictives 103

3.5 Bilan 108

4 Campagnes expérimentales 109

4.1 Introduction 109

4.2 Campagnes expérimentales 109

4.2.1 Essais de "petites dimensions" 111

4.2.2 Essais de "dimensions intermédiaires" 113

4.2.3 Essais de "grandes dimensions" 115

4.2.4 Système de renforcement 118

4.3 Analyse des résultats expérimentaux 122

4.3.1 Essais de "petites dimensions" 122

4.3.2 Campagne de "dimensions intermédiaires" 127

4.3.3 Essais de "grandes dimensions" 135

4.4 Comparaison Modèle/Expérimental 146

4.4.1 Poutres entaillées sans renforts 148

4.4.2 Modèle sur poutres entaillées renforcées 152

4.5 Synthèse 156

4.5.1 Poutres sans renfort 156

4.5.2 Poutres renforcées 158

Conclusion **162**

Bibliographie **166**

Table des figures

1.1 Orientation du bois (R,T,L) 4

1.2 Zone de concentration de contraintes dans le cas des poutres entaillées (a) et des poutres avec réservation (b) 5

1.3 Les 3 modes de propagation de fissure et la notation de leurs critères associés 7

1.4 Notations des différents paramètres géométriques pour les poutres entaillées 9

1.5 Evaluation des méthodes de dimensionnement des poutres entaillées proposée par Jockwer [1] 14

1.6 Notation des différents paramètres géométriques pour les poutres avec réservation 15

1.7 Analogie proposée par Höfflin [2] pour dimensionner les poutres avec réservations à l'aide des Eurocodes 5 16

1.8 Distribution de contraintes (σ_x, σ_y et τ_{xy}) selon le chemin considéré *(path)* au voisinage d'un trou de réservation rectangulaire [3] 17

1.9 Distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil au voisinage du trou de réservation, pour les deux cas de chargement pur, (a) cas du moment de flexion pur, (b) cas de l'effort tranchant pur [3] 18

1.10 Distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil du bois au voisinage d'un trou de réservation rond résultant de l'effort combiné du moment de flexion et de l'effort tranchant [4] 18

1.11 Illustration du triangle de distribution des contraintes considéré dans le calcul de la DIN 1052 [3] 19

1.12 Fissuration d'un matériau purement fragile (a) et quasi-fragile (b) . . 22

1.13 Comparaison entre la résistance prédite par le modèle (PFM) et les valeurs expérimentales obtenues pour différentes configurations de poutres [5] 24

1.14 Comparaison entre les résultats expérimentaux et la prédiction du modèle proposé par Danielsson et Gustafsson [6] 25

1.15 Exemples de renforcement interne (a,b,c,d) et externe (e,f) pour les poutres entaillées, issu de [7] 27

1.16 Exemples de renforcement interne et externe pour les poutres à trous de réservation, issu de [7] 27

1.17 Caractéristiques géométriques d'une vis entièrement filetée [1] 29

1.18 Illustration des configurations de renforcement par goujons-collés à éviter, issu de [8] : inclinaison non-voulue du trou de perçage (a), inclinaison lors de la mise en place du goujon (b), goujon en position excentrée (c), insertion incomplète du goujon (d) et présence de trous d'air au sein de la ligne de colle (e) 29

1.19 Répartition des contraintes de cisaillement au sein d'une poutre entaillée en flexion 3 points [9] 32

1.20 Configuration des systèmes de renforcement à vis pour les poutres entaillées 32

1.21 Répartition des contraintes de cisaillement au sein d'une poutre avec réservation en flexion 3 points [9] 33

1.22 Configuration des systèmes de renforcement à vis pour les poutres avec réservation [9] 34

1.23 Principe du champ de distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil (σ_y) reprise par des vis de renforcement dans la largeur de la poutre 36

1.24 Comparaison et évaluation des méthodes de calculs proposées par Jockwer [1] pour la prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées non-renforcées 40

1.25 Simulation numérique qui montre l'impact du système de renforcement sur la répartition des modes de rupture dans le cas d'une poutre entaillée renforcée [1] ; le système de renforcement est placé à 35 mm du fond d'entaille 41

2.1 Cycle de chargement/déchargement, les lignes droites correspondent à la raideur intiale du cycle [10] 45

2.2 Illustration des trois étapes de propagation de fissure dans un matériau quasi-fragile 45

2.3 Exemple de courbe-R d'un essai de caractérisation en mode I [10] . . 47

2.4 Illustration de la différence entre la résistance à la propagation d'un matériau quasi-fragile ($G_R(a)$) et celle d'un matériau purement fragile (G_{Rc}) 48

2.5 Champs de déformations perpendiculaires au fil (a) : dans le domaine élastique et (c) : avant la rupture ultime de la poutre. Champs de déformations de cisaillement (b) : dans le domaine élastique et (d) : avant la rupture ultime de la poutre [1] 49

2.6 Architecture du modèle de prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées non-renforcées 51

2.7 Illustration du principe de la VCCT, où $Z_i(w_l - w_{l^*})$ correspond à l'énergie de cohésion verticale, et où $X_i(u_l - u_{l^*})$ correspond à l'énergie de cohésion locale horizontale [11] 53

2.8 Illustration du principe de la VCCT avec des éléments finis à intégration du second degré [11] 54

2.9 Comparaison de la méthode complaisance et de la méthode VCCT pour une poutre de 1 m de long, 168 mm de haut et 89 mm de largeur, avec des coefficients d'entaille $\alpha = 0,5$ et $\beta = 0,6$ (**FEN1M**) 55

2.10 Evolution de la répartition des modes de propagation en fonction de la longueur de fissure, selon la VCCT, pour une poutre entaillée de type **FEN1M** 55

2.11 Exemple de courbe-R caractéristique obtenue via un critère de mixité linéaire (bleu) et semi-quadratique (orange) pour une poutre de type ***FEN4M066*** 57

2.12 Exemple de courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) déterminée par le modèle selon un critère de mixité linéaire (bleu) et semi-quadratique (orange), pour une poutre de type ***FEN4M066*** 58

2.13 Exemple de courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) déterminée par le modèle, pour une poutre de type **FEN4M066** 59

2.14 Comparaison des courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives obtenues selon différentes considérations sur la propagation de fissure pour une poutre en pin maritime (**FENA05**) 61

2.15 Evolution de la répartition des modes de rupture pour deux formes d'entaille différentes,(a) : $\beta = 0,6$, $\alpha = 0,5$, et (b) : $\beta = 0,6$, $\alpha = 0,9$ 63

2.16 Architecture du modèle de prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées renforcées 64

2.17 Illustration du principe de frettage d'une fissure 65

2.18 Illustration du principe de la modélisation du système de renforcement 66

2.19 Répartition des modes de propagation de fissure en fonction de la longueur de fissure a ; exemple d'une poutre de type **FEN4M066** renforcée 67

2.20 Comparaison de la répartition des modes de propagation de fissure $R_1(a)$ et $R_2(a)$, entre poutre renforcée et non-renforcée en amont des renforts ; exemple d'une poutre de type **FEN4M066** 68

2.21 Comparaison de la courbe-R critique ($G_R^*(a)$), d'une poutre de type **FEN4M066** avec et sans renfort 69

2.22 Comparaison entre la courbe prédictive de poutres de type **FEN4M066** renforcée et non-renforcée 70

2.23 Zoom de la figure 2.22 au voisinage du pic de charge de la poutre non-renforcée 71

2.24 Différence entre la régression polynomiale et la complaisance obtenue numériquement, induite par la singularité numérique due à la modélisation du frettage 72

2.25 Zoom de la figure 2.21 qui montre la différence entre les courbes-R caractéristiques de la poutre renforcée et non-renforcée 72

2.26 Evolution de l'effort nodale F_y et F_x 74

2.27 Illustration du principe de la modélisation du système de renforcement en considérant deux points en vis à vis 75

3.1 Courbes-R caractéristiques obtenues selon différentes dimensions $D, D1 << D2 << Dmax$ [12] 77

3.2 Taux d'énergie critique en mode I (G_{Rc_I}) du Pin Maritime en fonction du taux d'humidité [13] 78

3.3 Les différentes orientations possibles du plan de fissuration [14] 78

3.4 Géométrie de l'éprouvette de caractérisation utilisée 81

3.5 Plan du débit réalisé pour extraire les éprouvettes de caractérisation . 82

3.6 Photos de l'orientation du plan de fissuration (a) et du fil du bois (b) 83

3.7 Photo du montage de l'essai de caractérisation en mode I 83

3.8 Emplacement des cibles (a) et réglage de la précision de la mesure (b) 84

3.9 Exemple de courbe expérimentale obtenue pour un essai en mode I . 85

3.10 Photo du montage de l'essai de caractérisation en mode II 86

3.11 Exemple de courbe expérimentale obtenue pour un essai en mode II . 86

3.12 Illustration de la mesure des angles de cerne permettant de déterminer l'orientation du plan de fissuration d'une éprouvette 87

3.13 Exemple de courbe-R obtenue pour un essai de caractérisation en mode I sur du Pin Maritime 88

3.14 Exemple de détermination du plateau d'une courbe-R obtenue pour un essai de caractérisation en mode I sur du Pin Maritime 90

3.15 Détermination automatique (a) et correction manuelle (b) de Δa_c . . 91

3.16 Détermination manuelle de l'intervalle de régression linéaire servant à la détermination de β 92

3.17 Comparaison entre la courbe force/déplacement (ouverture en mode I et flèche sous l'application de la force en mode II) expérimentale et les courbes force/déplacement post domaine élastique (a) obtenues via la courbe-R théorique et la courbe-R expérimentale (b) 93

3.18 Effet de la présence d'un noeud le long du chemin de fissure sur la détermination de la résistance à la propagation d'une éprouvette . . . 94

3.19 Exemple de confinement de fissure observé sur $G_R(a)$ 95

3.20 Evolution de G_{Rc_I} en fonction de l'orientation du plan de fissuration pour le Pin Maritime (H% = 11%) 96

3.21 Evolution de G_{Rc_I} en fonction de l'orientation du plan de fissuration pour l'Epicéa (H% = 11%) 97

3.22 Evolution de (G_{Rc_I}) en fonction de la masse volumique des éprouvettes (a) pour une orientation TL et (b) une orientation RL (H% = 11%) 98

3.23 Evolution de G_{Rc_I} en fonction de la masse volumique des éprouvettes pour l'Epicéa (H% = 11%) 99

3.24 Evolution de $G_{Rc_{II}}$ en fonction de l'orientation du plan de fissuration pour le Pin Maritime (a) et l'Epicéa (b) (H% = 11%) 101

3.25 Evolution de ($G_{Rc_{II}}$) en fonction de la masse volumique des éprouvettes (a) pour une orientation TL et (b) une orientation RL, pour le Pin Maritime (H% = 11%) 102

3.26 Graphiques représentant les courbes-R enveloppe en mode I qui alimentent le modèle de prédiction du chapitre 2 pour le Pin Maritime (a) et l'Epicéa (b) 104

3.27 Graphiques représentant les courbes-R enveloppe en mode II qui alimentent le modèle de prédiction du chapitre 2 pour le Pin Maritime (a) et l'Epicéa (b) 105

3.28 Comparaison entre les courbes-R normalisées de l'Epicéa et du Pin Maritime 107

4.1 Présentation des trois campagnes expérimentales réalisées montrant l'augmentation progressive de la dimension des éléments testés 110

4.2 Schéma de la géométrie des poutres de la catégorie **FENA05** 111

4.3 Photo d'un essai de "petite dimension" 112

4.4 Schéma de la géométrie des poutres de la catégorie **FEN1M** 113

4.5 Photo d'un essai de "dimension intermédiaire" 114

4.6 Essai de "grandes dimensions" 117

4.7 Vis utilisées lors des différentes campagnes expérimentales 118

4.8 Exemple d'implantation des vis pour une poutre de la catégorie **FEN1M3R** 119

4.9 Configurations de renforcement pour les poutres de "dimensions intermédiaires" 120

4.10 Configurations de renforcement pour les poutres de "grandes dimensions" 121

4.11 Exemple de courbe expérimentale de la catégorie **FENA05** (a) et **FENA04** (b) 123

4.12 Courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives obtenues par le modèle numérique pour les poutres **FENA04** et **FENA05** 124

4.13 Comparaison de l'évolution du ratio de mixité le long de la fissure entre la catégorie **FENA04** et **FENA05** 126

4.14 Courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives obtenues par le modèle numérique pour les poutres **FENC** et **FENA05** 127

4.15 Exemple de courbe expérimentale de la catégorie **FEN1M** 128

4.16 Exemple de ruine par fissuration pour une poutre **FEN1M3R** 129

4.17 Exemple de champ de déformation ϵ_{yy}, une seconde avant la rupture ultime, pour les poutres **FEN1M** (a), **FEN1M1R** (b) et **FEN1M3R** (c) 131

4.18 Illustration de l'effet d'un renfort sur l'ouverture de fissure locale . . . 132

4.19 Illustration de l'effet de trois renforts répartis équitablement dans la largeur de la poutre sur l'ouverture de fissure locale 133

4.20 Bifurcation des modes de propagation induite par le blocage local de l'ouverture de fissure 133

4.21 Champ de déformation ϵ_{xy}, une seconde avant la rupture ultime, de la poutre **FEN1M3R** 134

4.22 Exemple de courbe expérimentale pour la catégorie **FEN4M066** . . 135

4.23 Comparaison de l'évolution du ratio de mixité le long de la fissure entre la catégorie **FEN4M066** et **FEN4M080** 136

4.24 Champ de déformation ϵ_{xy}, une seconde avant rupture, de la poutre (a) **FEN4M066** et de la poutre (b) **FEN4M080** 138

4.25 Cycle de chargement/endommagement/déchargement pour une poutre renforcée avec une file de deux vis **FEN4M2RN**, avec l'ensemble des cycles (a) et un zoom sur les montées de charges des cycles 4 à 6 (b) . 140

4.26 Champ de déformation ϵ_{yy}, une seconde avant rupture, de la poutre (a) **FEN4M066** (non-renforcée) et de la poutre (b) **FEN4M3RN** (renforcée) 143

4.27 Champ de déformation ϵ_{xy}, une seconde avant rupture, de la poutre (a) **FEN4M066** (non-renforcée) et de la poutre (b) **FEN4M3RN** (renforcée) 144

4.28 Comparaison de l'évolution du ratio de mixité le long de la fissure entre la catégorie **FEN4M066** et **FEN4M3RN** 145

4.29 Champ de déformation ϵ_{yy} de la poutre **FEN4M2RDN** 146

4.30 Comparaison entre les différentes prédictions du modèle, avec la méthode de Gustafsson et la courbe expérimentale. Exemple d'une poutre entaillée non-renforcée de catégorie **FEN1M** 148

4.31 Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les propriétés de rupture moyenne (a), maximale (b), et minimale (c), pour les poutres sans renforts 149

4.32 Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les propriétés de rupture moyenne, avec prise en compte de l'orientation du plan de fissuration pour les poutres en Pin Maritime 151

4.33 Exemple de comparaison entre une courbe expérimentale et les courbes prédictives du modèle numérique pour une poutre de la catégorie **FEN1M3R** 152

4.34 Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les poutres renforcées, toutes campagnes expérimentales confondues (a), puis séparement, pour la campagne de "dimensions intermédiaires" (b), et de "grandes dimensions" (c) 154

4.35 Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les poutres renforcées de la catégorie **FEN1M3R** . . 155

4.36 Schéma illustrant la différence de résistance de propagation de fissure entre une considération quasi-fragile et fragile dans le cas d'une rupture de la poutre au cours du développement de la FPZ 157

4.37 Graphique représentant les ratios de pertinence du modèle développé en fonction des ratios de pertinence de l'expression de Gustafsson, pour les poutres en Epicéa 158

4.38 Schéma de l'éprouvette considérée par l'expression de Riipola 160

4.39 Fréquences cumulées (sur les valeurs moyennes) pour l'ensemble des méthodes considérées pour les poutres renforcées de la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires" (a) et de "grandes dimensions" (b) 161

Liste des tableaux

1.1 Valeur de k_n selon le type de bois considéré [15] 12

1.2 Pic de contraintes de traction perpendiculaire au fil ($\sigma_{y,max}$) en fonction du ratio de forme (a/h_d) de la réservation, comparaison des différents ratio avec le ratio $a/h_d = 1$ [3] 19

1.3 Domaine d'application de la DIN 1052 [16] en fonction des paramètres de forme des trous de réservation 20

1.4 Règles de pinces proposée par [9] 31

1.5 Domaine d'application de l'expression proposée par [9] pour les poutres avec réservation renforcées 34

3.1 Tableau présentant les taux de restitution d'énergie critique en mode I du Pin Maritime en fonction de l'orientation du plan de fissuration . 79

3.2 Tableau présentant les taux de restitution d'énergie critique en mode I et II de l'Epicéa obtenus par Phan *et al.* [13] 79

3.3 Tableau récapitulatif des propriétés élastiques utilisées dans le modèle pour les poutres en Epicéa (*Picea abies*) et en Pin Maritime (*Pinus pinaster*) 89

3.4 Tableau des résultats pour le bois de Pin Maritime, en mode I 95

3.5 Tableau des résultats pour le bois d'Epicéa, en mode I 96

3.6 Tableau des résultats en mode II pour le bois de Pin Maritime 99

3.7 Tableau des résultats en mode II pour le bois d'Epicéa 100

3.8 Tableau récapitulatif des propriétés de rupture du Pin Maritime (*Pinus pinaster*) utilisées dans le modèle de prédiction 106

3.9 Tableau récapitulatif des propriétés de rupture de l'Epicéa (*Picea abies*) utilisées dans le modèle de prédiction 106

4.1 Tableau récapitulatif des caractéristiques des différentes catégories de poutres testées lors de la campagne de "petites dimensions" 111

4.2 Tableau récapitulatif des caractéristiques des différentes catégories de poutres testées lors de la campagne de "dimensions intermédiaires" (**T** = entaille biaise) 113

4.3 Tableau récapitulatif des caractéristiques des différentes catégories de poutres testées lors de la campagne de "grandes dimensions" 116

4.4 Caractéristiques des vis utilisées dans les différentes campagnes expérimentales ; ces valeurs sont issues de la documentation technique SFS [17, 18, 19] 118

4.5 Tableau récapitulatif des résultats de la campagne expérimentale de "petites dimensions" 125

4.6 Propriétés de rupture du Pin Maritime en mode I en fonction de l'orientation du plan de fissuration privilégiée 127

4.7 Tableau récapitulatif des résultats de la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires " sur les poutres à entaille droite 128

4.8 Tableau récapitulatif des résultats de la campagne expérimentale de "grandes dimensions" sur les poutres non-renforcées 136

4.9 Tableau récapitulatif des résultats expérimentaux de la campagne de "grandes dimensions" sur les poutres entaillées renforcées 141

4.10 Tableau récapitulatif des propriétés élastiques utilisées dans le modèle pour les poutres en Epicéa (*Picea abies*) et en Pin Maritime (*Pinus pinaster*) 147

4.11 Tableau récapitulatif des propriétés de rupture du Pin Maritime (*Pinus pinaster*) utilisées dans le modèle 147

4.12 Tableau récapitulatif des propriétés de rupture de l'Epicéa (*Picea abies*) utilisées dans le modèle 147

Introduction

Le renforcement des assemblages et des éléments structuraux en bois vise à dépasser les limites de résistances du matériau, en assurant le transfert d'efforts plus importants dans des zones de faiblesses pouvant être la source de fissurations prématurées dans les ouvrages. Les renforts utilisés peuvent être en acier, en matériaux composites, voire même en bois. Leur accroche peut être mécanique (organes vissés) ou par adhérence (collage structural : goujons collés par exemple). Dans les deux cas, le transfert des sollicitations reste mal connu, et les effets d'amorce ou de déviation de fissure ne sont pas bien appréhendés. Dans les techniques de l'ingénieur, la résistance offerte par le bois dans la zone renforcée reste négligée, ce qui va dans le sens du principe de précaution. Actuellement, les investigations scientifiques s'intéressent à la résistance de ce type de techniques sans pour autant se pencher sur les interactions entre le comportement quasi-fragile du bois et celui des renforts qui régissent le gain en performance mécanique. Compte tenu des faibles résistances du bois, celui-ci est automatiquement exclu des principes de dimensionnement, alors que le transfert de charge peut être significatif en fonction des surfaces de transfert mises en jeu. Ces hypothèses sont peut être excessivement sécuritaires. En 2003 à la suite du projet COLORETIM, des études sur le renforcement local par collage de composites de fibres de verre ont montré expérimentalement que la résistance résultante dépendait de la résistance du bois et de la capacité de reprise des renforts. Ces solutions peuvent aboutir à un gain relatif proche de 200%. La rupture ultime était provoquée par le fendage progressif du bois et la perte d'ancrage du renfort. Il a été montré phénoménologiquement que la charge de rupture pouvait correspondre à la superposition de la résistance au fendage de l'élément non-renforcé, avec une résistance additionnelle induite par la technique de renforcement dans le cas où le renfort cède à la charge ultime.

Or de nos jours, les règles de renforcement par frettage ne proposent pas ce type de solutions, qui peuvent multiplier par trois la résistance à court-terme d'un composant de structure dans les configurations les plus favorables. Lors du WCTE 2016 (World Conference on Timber Engineering), ces thématiques propres au fendage et au renforcement local ont fait l'objet de sessions de recherche et de développement. A terme, l'objectif est de proposer une base de connaissances en vue d'une intégration potentielle dans les réglementations. Certains verrous scientifiques subsistent, limitant à termes les débouchées : initiation de fissure, degré de fiabilité, comportement à long terme, effet de groupes... Ces problèmes se répercutent aussi au niveau des bureaux de contrôle, où l'utilisation du renforcement devient un réflexe chez l'ingénieur pour pallier le manque de résistance perpendiculaire du bois massif ou des bois reconstitués. Un questionnement se pose inévitablement sur le comportement à long terme en fluage et en durée de vie, où la quasi-fragilité du bois reste déterminante pour l'évolution du transfert de charge dans le temps. Il semble donc dans un premier temps utile de proposer des prédictions de la résistance à court terme au fendage des poutres renforcées et sans renfort, ce qui peut servir à l'exploration ultérieure des mécanismes de ruine pour les comportements à long terme.

Chapitre 1

Etat de l'art

1.1 Poutres soumises au fendage

1.1.1 Généralités

La construction et l'édification des structures restent un compromis entre la vision, l'approche intellectuelle des architectes, et les solutions techniques, parfois innovantes, modélisées et conçues par les ingénieurs. Dans ce domaine, les assemblages des éléments structuraux et les géométries de certains composants fournissent des avantages esthétiques et techniques, mais ils sont aussi à l'origine de concentrations de contraintes. Ces dernières retiennent toute l'attention des spécialistes des structures, car les risques de rupture sont directement liés au niveau de contraintes localisées dans les matériaux utilisés. La maîtrise du risque devient plus périlleuse dans ces cas particuliers, qu'il faut donc étudier plus précisément. Ainsi, le rendement mécanique de la structure peut être fortement affecté par des transferts de charges qui se retrouvent limités par sécurité.

Dans le cas de la construction en bois, l'orthotropie du matériau provenant initialement du mode de croissance de l'arbre vient accentuer le niveau de vigilance des ingénieurs. En effet, bien que présentant de bonnes caractéristiques mécaniques en résistance et en rigidité dans la direction du fil, le bois possède de faibles valeurs dans les directions transverses. Par conséquent, ce matériau orienté (RTL) (Figure

1.1) présente des résistances 50 fois plus élevées dans la direction longitudinale L que dans les directions R,T quand il est purgé de défauts. En ce qui concerne les rigidités, le ratio est d'environ 15, quelles que soient les essences (feuillus, résineux) [20]. Par conséquent, le bois reste sensible au phénomène de concentration de contraintes. On observe alors dans les zones fortement sollicitées des propagations de fissures le long du fil, qui peuvent mettre en péril la sécurité d'un ouvrage. C'est ce que l'on appelle le fendage.

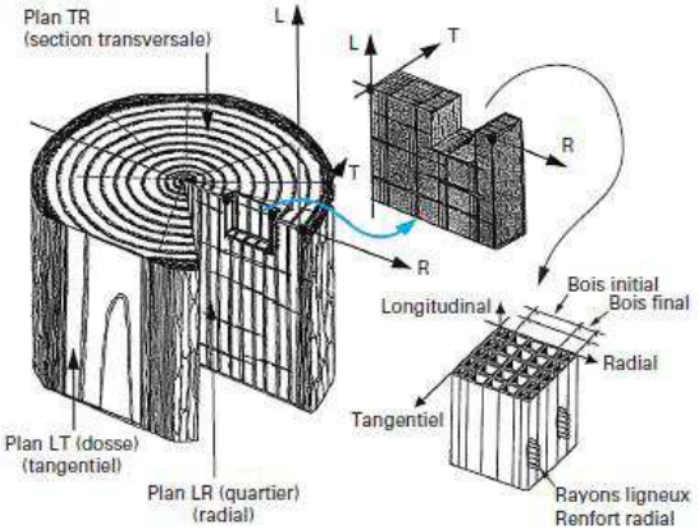


FIGURE 1.1 – Orientation du bois (R,T,L)

Parmi les différents éléments et assemblages pouvant présenter des concentrations de contraintes, les poutres entaillées et les poutres à réservation sont celles qui ont les singularités géométriques les plus marquées. En effet, la forme spécifique de ces deux types de poutres va entraîner des concentrations de contraintes localisées en fond d'entaille (figure 1.2 (a)) pour les poutres entaillées, et dans les coins des réservations (figure 1.2 (b)) pour les poutres avec réservation.

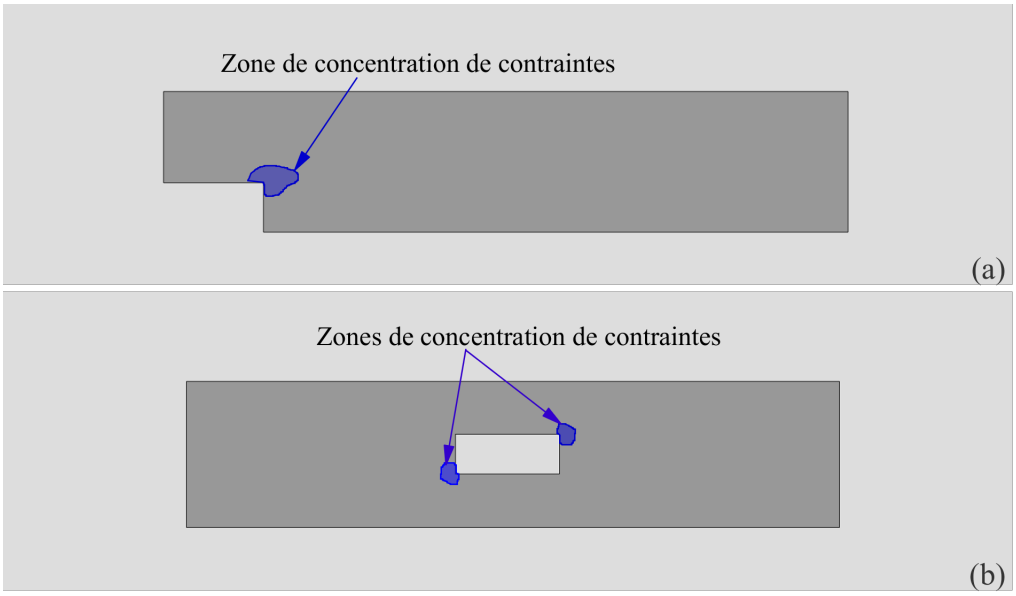


FIGURE 1.2 – Zone de concentration de contraintes dans le cas des poutres entaillées (a) et des poutres avec réservation (b)

Dans ce cas, la Mécanique des Milieux Continus (MMC) ne permet pas de déterminer le niveau de contraintes dans ces zones, car la singularité géométrique produit théoriquement une contrainte infinie, pouvant entraîner la fissuration du matériau. Il devient alors nécessaire d'utiliser les concepts de la Mécanique de la Rupture (MR), pour décrire la propagation locale de fissure au sein d'un élément, et ce grâce à deux approches. La première approche, proposée par Griffith [21], se base sur des considérations énergétiques. Elle considère un milieu élastique linéaire, contenant une fissure de surface A, soumis à un champ de forces F_e. La propagation de fissure reste stable tant que l'énergie libérée par cette propagation est restituée pour créer de nouvelles surfaces. Ainsi, pour un champ de forces F_e dérivant d'un potentiel V, un accroissement d'aire fissurée δA libère une énergie $G\delta A$ tel que :

$$\delta W = -G\delta A \tag{1.1}$$

et

$$W = W_e + V = W_e - W_{F_e} \tag{1.2}$$

Avec

— W : l'énergie potentielle totale de la structure fissurée (J),

— W_e : l'énergie de déformation élastique (J),

— W_{F_e} : le travail des forces extérieures (J),
— G : l'énergie libérée par unité de surface ou encore taux de restitution d'énergie (J/m^2).

Le taux de restitution d'énergie peut alors s'exprimer de la manière suivante :

$$G = -\frac{\delta W}{\delta A} \tag{1.3}$$

La seconde approche de la mécanique de la rupture, proposée par Irwin [22], décrit le champ de contraintes en pointe de fissure, en considérant un milieu linéaire élastique. Irwin exprime le champ singulier de contraintes autour de la pointe de fissure en $r^{-1/2}$, sous la forme :

$$\sigma_{ij}(r,\theta) = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}(\theta) + \epsilon(r) \tag{1.4}$$

Avec

— r et θ : les coordonnées polaires du point considéré dont l'origine du repère est la pointe de fissure, i et j indiquant les différentes composantes de contraintes : σ_{xx}, σ_{yy} et τ_{xy} dans le plan,
— $f_{ij}(\theta)$ et $\epsilon(r)$: les fonctions de formes du champ de contraintes dépendant des coordonnées polaires du repère considéré, avec $f_{ij}(\theta)$ également dépendant du type de contraintes considéré et du matériau,
— K : le facteur d'intensité de contraintes qui prend en compte la sévérité de la géométrie du milieu fissuré, la longueur de fissure, et le chargement appliqué au milieu.

Irwin propose également de décrire le champ de déplacements au niveau de la pointe de fissure de la manière suivante :

$$u_i = K\sqrt{\frac{r}{2\pi}} g_i(\theta) \tag{1.5}$$

De manière générale, dans un milieu fini, le facteur d'intensité K peut s'exprimer de la façon suivante :

$$K = \alpha\sigma\sqrt{\pi a/2} \tag{1.6}$$

Avec

— α : le facteur de correction, dépendant de la nature de la fissure et des sollicitations extérieures,

— a : la longueur de fissure (mm),

— σ : champ de contraintes du milieu (MPa),

— le facteur d'intensité de contraintes (K) s'exprime en $MPa.\sqrt{mm}$.

La propagation de fissure est pilotée par des critères. En effet, Griffith considère un seuil critique de taux de restitution d'énergie (G_c) et Irwin considère un facteur d'intensité critique, ou encore ténacité (K_c). Ces deux propriétés dépendent du matériau, et dans les deux cas, il y a propagation de fissure purement fragile lorsque G ou K atteint cette valeur. Les deux approches décrivant le même phénomène, il existe des relations d'équivalences, en fonction des hypothèses de déformations planes (Equation 1.7) ou de contraintes planes (Equation 1.8) dans le cas de matériaux isotropes.

$$G = \frac{K^2}{E}\left(1 - v^2\right) \tag{1.7}$$

$$G = \frac{K^2}{E} \tag{1.8}$$

Avec

— E : module d'Young (MPa),

— v : coefficient de Poisson.

Grâce au taux de restitution d'énergie critique (G_c) et à la ténacité (K_c), il est possible de décrire la résistance à la propagation de fissure dans un milieu linéaire élastique. La cinématique de propagation peut se faire de trois façons différentes, que l'on appelle modes de propagation (Figure 1.3). La propagation d'une fissure peut s'effectuer selon plusieurs modes à la fois, on parle alors de fissuration en mode mixte. Les critères proposés par Griffith et Irwin existent pour chacun de ces modes, et l'extension de fissure dans un milieu est caractérisée par ces seuils.

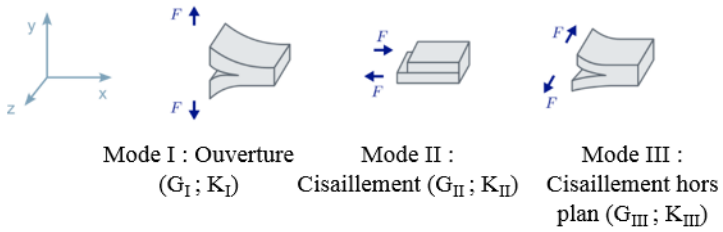


FIGURE 1.3 – Les 3 modes de propagation de fissure et la notation de leurs critères associés

Les poutres soumises au fendage présentent une propagation de fissure le long du fil du bois, due aux concentrations de contraintes. Le dimensionnement doit donc s'appuyer sur l'une ou l'autre des approches proposées par Griffith et Irwin et considérer les propriétés de rupture du bois pour apporter des moyens d'expertise plus pointus qu'une analyse de contraintes, qui dans ce contexte précis est caduque.

1.1.2 Dimensionnement

Poutres entaillées

Le dimensionnement des poutres entaillées tient compte de la géométrie des entailles, ce qui nécessite l'utilisation d'une notation dédiée (Figure 1.4). Il existe différentes méthodes de dimensionnement de ces poutres, qui ont toutes pour objectif de proposer une prédiction de la charge ultime. Elles se différencient principalement par les hypothèses initiales sur les mécanismes de fissuration. Ainsi on distingue, d'une part, les méthodes empiriques, présentes dans le *Timber Construction Manual* [23], les *National design specifications (NDS) for wood construction* [24] et l'annexe allemande aux Eurocodes de 1988 [25], et, d'autre part, les méthodes basées sur la mécanique de la rupture, que l'on peut elles-mêmes séparer en deux groupes : celles utilisant le taux de restitution d'énergie présentes dans les Eurocodes 5 [15] ou le code canadien [26], et celles utilisant le facteur d'intensité de contraintes, comme dans le code australien [27] ou le *Wood Handbook of the Forest Product Laboratory* [28]. Chacune de ces approches a ses spécificités.

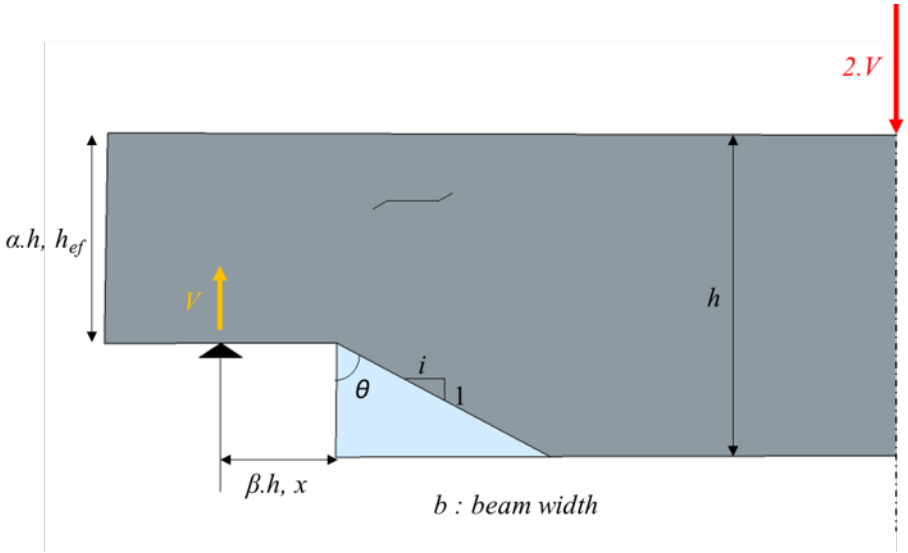


FIGURE 1.4 – Notations des différents paramètres géométriques pour les poutres entaillées

Les méthodes empiriques ont été les premières méthodes proposées pour le dimensionnement, dès 1935 [29]. Elles ont la particularité d'être établies à partir d'un nombre important d'essais, sans pour autant prendre en compte et comprendre les mécanismes de fissuration mis en jeu. La résistance ultime des poutres entaillées est donc prédite grâce à un facteur de réduction appliqué sur la résistance ultime à l'effort tranchant en section pleine des poutres. Du fait de leur caractère empirique, ces approches imposent d'explorer de nombreuses configurations géométriques d'entailles, afin de s'assurer que le dimensionnement reste réaliste dans le domaine d'utilisation. Dans le cas de l'annexe allemande de 1988, qui considère deux domaines d'application distincts, ce facteur de réduction (k_a) suit une loi bilinéaire (Equation 1.9) dépendante du ratio de la hauteur d'entaille (α) (Figure 1.4). Cette approche laisse supposer que les mécanismes de rupture mis en jeu dans ces deux domaines ne sont pas identiques, ou n'ont pas les mêmes performances.

$$k_a = \begin{cases} 1 - 2.8\,(1-\alpha) \ \textit{pour} \ 0.75 \leq \alpha < 1.0 \\ 0.3 \ \textit{pour} \ \alpha \leq 0.75 \end{cases} \tag{1.9}$$

Actuellement, la plupart des méthodes de dimensionnement se basent sur la mécanique de la rupture. Toutefois, certaines d'entre elles continuent de s'appuyer sur des approches empiriques pour proposer un dimensionnement des poutres entaillées,

comme le *Timber Construction Manual*, ou encore les *National design specifications (NDS) for wood construction.*

En 1972 [30], le code australien utilise les concepts de la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) pour établir un dimensionnement des poutres entaillées en bois. En 1983, Leicester et Walsh [31] proposent la méthode qui sera finalement adoptée. Celle-ci est basée sur l'approche d'Irwin, qui permet de décrire l'état de contraintes au niveau du fond d'entaille à l'aide de facteurs d'intensité de contraintes (K). La détermination de ces facteurs restant complexe, leur intégration dans des codes de calculs devient difficile. C'est pourquoi la formule de dimensionnement proposée par le code australien (Equation 1.10) prend en compte les propriétés de rupture dans un coefficient appelé coefficient d'entaille g_{40}, dont le calcul a été simplifié le plus possible afin de ne dépendre que de la hauteur de la poutre (d) et de l'entaille (d_n).

$$\frac{6M^*}{bd_n^2} + \frac{6V^*}{bd_n} \leq \Phi g_{40} k_1 k_4 k_6 k_{12} f_{sj}^{'} \tag{1.10}$$

Avec

— b : largeur de la poutre (mm),

— d_n : hauteur de l'entaille (mm),

— ϕ : facteur de capacité, que l'on peut identifier comme un coefficient de sécurité,

— $f_{sj}^{'}$: résistance au cisaillement du bois,

— k_i : facteurs dépendant des conditions de chargement.

Le code australien a également la particularité de prendre en compte le couplage de l'effort tranchant V^* avec le moment de flexion M^* au niveau de la singularité, comme le calcul proposé par le *Wood Handbook of the Forest Product Laboratory* (Equation 1.12), qui se base sur les travaux de Murphy [32], dont la spécificité réside dans la prise en compte du mode I et II par un critère de mixité linéaire (Equation 1.11). Comme pour le code australien, les propriétés de rupture considérées sont intégrées dans des coefficients précalculés (A et B) et validés pour différentes essences de bois.

$$\frac{K_I}{K_{I,c}} + \frac{K_{II}}{K_{II,c}} = 1 \tag{1.11}$$

$$\sqrt{h}\left(A\left(\frac{6M}{bh^2}\right) + B\left(\frac{3V}{2bh}\right)\right) = 1 \tag{1.12}$$

Suite à ces différentes approches, en 1988, Gustafsson [33] propose, pour une intégration dans les Eurocodes 5, une nouvelle expression (Equation 1.13), qui utilise l'approche énergétique de Griffith via le taux de restitution d'énergie (G), pour décrire les mécanismes de séparation de la matière mis en jeu en fond d'entaille :

$$\frac{V}{b\alpha h} = \frac{\sqrt{G_c/h}}{\sqrt{0.6\left(\alpha-\alpha^2\right)/G_{xy}} + \beta\sqrt{6\left(\frac{1}{\alpha}-\alpha^2\right)/E_x}} \tag{1.13}$$

Avec

— G_c : taux de restitution d'énergie critique du bois (J/m^2),

— G_{xy} : module de cisaillement du bois dans le plan xy (MPa),

— E_x : module d'Young longitudinal dans la direction x (MPa).

Les Eurocodes 5 considèrent les propriétés du bois à partir des classes de résistance. Ces dernières sont déterminées par la norme EN 338 pour le bois massif, et la norme EN 14080 pour le bois lamellé-collé. De plus, afin de tenir compte de la variabilité du bois et assurer la fiabilité des codes de calculs, les valeurs caractéristiques de résistance que l'on trouve dans ces classes sont établies au fractile à 5%. Elles ont ainsi la particularité de considérer statistiquement les défauts du bois. L'expression proposée par Gustafsson est déterminée en considérant du bois parfait orienté d'une manière spécifique. Elle a été adaptée pour prendre en compte la notion de classe de résistance afin d'intégrer les Eurocodes 5 (Equations 1.14 et 1.15). L'ensemble des propriétés du matériau disparaissent alors de l'expression pour être intégrées dans des coefficients (Equations 1.16 et1.17), et seules la géométrie de l'entaille et la résistance caractéristique au cisaillement longitudinal de la classe de résistances du bois sont utiles au calcul.

$$\frac{1,5V}{b\alpha h} \leq f_v k_v \tag{1.14}$$

$$k_v = min\begin{cases} 1 \\ \frac{k_n\left(1+\frac{1.1i^{1.5}}{\sqrt{h}}\right)}{\sqrt{h}\left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)}+0.8\frac{x}{h}\sqrt{\frac{1}{\alpha}-\alpha^2}\right)} \end{cases} \tag{1.15}$$

Avec

— f_v : résistance au cisaillement du bois.

$$k_n = \sqrt{\frac{G_{c,I}G_{xy}}{0.6f_v^2}} \tag{1.16}$$

$$\sqrt{10\frac{G_{xy}}{E_x}} = 0.8 \tag{1.17}$$

Ainsi, l'un de ces coefficients concerne le degré d'anistropie du bois (Equation 1.17), et k_n exprime d'une certaine façon la qualité du bois (Equation 1.16). Ici, le degré d'anistropie des propriétés élastiques E_x et G_{xy} est supposé constant pour l'ensemble des classes de résistances du bois, et tel que [34] :

$$\frac{E_x}{G_{xy}} = 16 \tag{1.18}$$

k_n a été déterminé pour l'ensemble des classes de résistances par Larsen *et al.* [35], qui considère une correlation entre la masse volumique du bois (ρ) et le taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{c,I}$). Les valeurs de k_n sont uniquement dépendantes du type de classe considérée (bois massif, lamellé-collé, LVL), voir tableau 1.1. Enfin, dans l'expression de k_v, le terme prenant en compte l'inclinaison de l'entaille a lui été déduit empiriquement de la campagne expérimentale menée par Riberholt *et al.* [36].

Type de bois	Valeur de k_n en $\sqrt{mm}$
Bois massif	5
Lamellé-collé	6,5
LVL	4

Tableau 1.1 – Valeur de k_n selon le type de bois considéré [15]

En 1993, Smith et Springer [37] proposent une expression basée sur les travaux de Gustafsson. Cependant, la variation de raideur entre la section réduite et la section totale de la poutre, due à la présence de l'entaille, n'est pas prise en compte. L'expression obtenue (Equation 1.19) est légèrement différente de celle de Gustafsson, même si elle fait intervenir les mêmes propriétés du matériau.

$$\frac{V}{b\alpha h} = \frac{\sqrt{\frac{G_c G_{xy}}{0.6h}}}{\sqrt{(\alpha - \alpha^2) + \beta^2 10 \frac{G_{xy}}{E_x}\left(1/\alpha - \alpha^2\right)}} \tag{1.19}$$

Cette équation est à l'origine du dimensionnement proposé par le code cana-

dien (CSA O86-09) (Equations 1.20 et 1.21). Comme pour l'ensemble des autres codes de calculs, les propriétés de rupture utilisées sont ajustées et intégrées dans des coefficients. A l'inverse des Eurocodes 5, la mixité des modes de propagation (traction-cisaillement) est prise en compte dans le CSA O86-09.

$$F_r = \Phi F_f A K_N \tag{1.20}$$

$$K_N = \left\{ 0.006d \left[1.6 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) + \eta^2 \left(\frac{1}{\alpha^3} - 1 \right) \right] \right\}^{-1/2} \tag{1.21}$$

Avec

— F_r : vérification en contraintes de cisaillement,

— Φ : facteur de résistance égal à 0,9,

— F_f : résistance prévue d'une membrure entaillée aux appuis avec des coefficients de dimensionnement appliqué (MPa),

— A : section totale de la poutre (mm^2),

— η : équivalent à β dans les autres expressions (Figure 1.4).

Comme on peut le constater, il existe un grand nombre de prédictions de la résistance au fendage pour les poutres entaillées, et celles-ci peuvent être classées selon leur niveau de détail et leur niveau d'acessibilité, comme le propose Jockwer [1] sur la figure 1.5. Les poutres entaillées, de par leur géométrie, offrent une problématique très proche de celle que l'on retrouve dans le cas d'un essai de caractérisation des propriétés de rupture, comme par exemple les essais de type DCB (*Double Cantilever Beam*) ou encore ENF (*End-Notched Flexure*), avec une entaille qui fait office de fissure initiale. Ceci permet de faire un transfert quasi direct des méthodes de calcul issues de la mécanique de la rupture vers des applications possibles en génie civil, et explique aussi le nombre d'investigations que l'on trouve sur ce type de poutres. Cependant, l'ensemble des méthodes présentées dans cette partie utilisent uniquement la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture (MLER) et considèrent donc le bois comme un matériau purement fragile. Cette hypothèse, importante, sera discutée par la suite (partie 1.1.3).

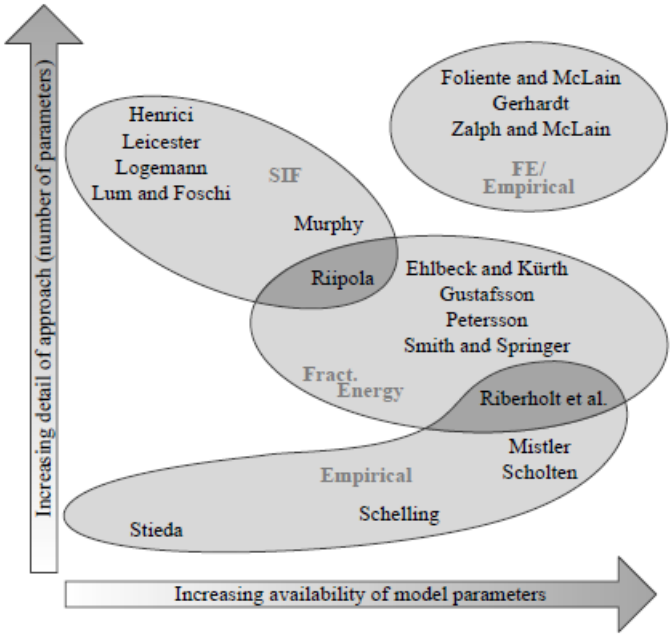


FIGURE 1.5 – Evaluation des méthodes de dimensionnement des poutres entaillées proposée par Jockwer [1]

Poutres à réservations

Comme pour les poutres entaillées, les réservations dans les poutres sont à l'origine de concentrations de contraintes qui peuvent entraîner le fendage du bois. Une notation dédiée est donc utilisée (Figure 1.6) afin de décrire la forme des réservations.

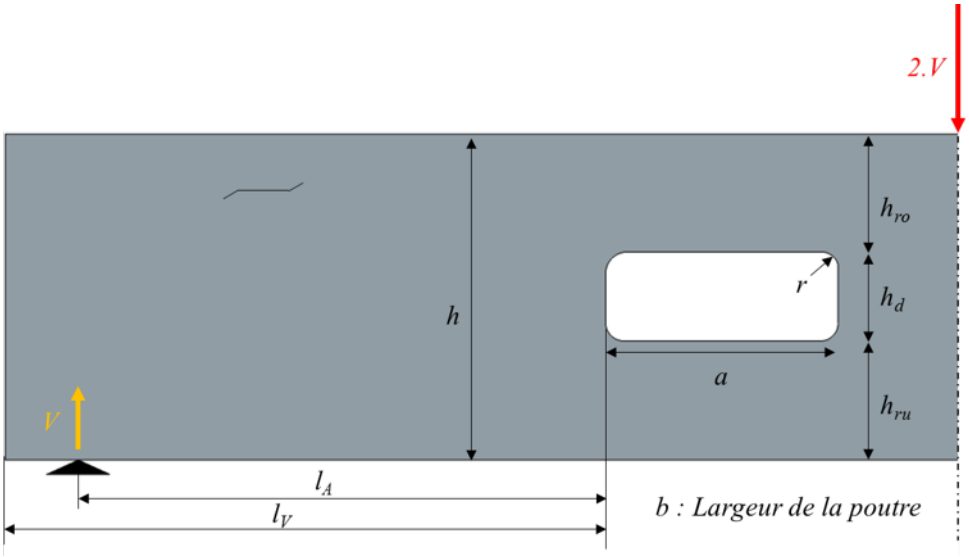


FIGURE 1.6 – Notation des différents paramètres géométriques pour les poutres avec réservation

Pour les poutres entaillées, la multitude de publications et de méthodes de dimensionnement a permis de montrer la diversité et le degré de pertinence des approches possibles pour décrire le fendage du bois. Dans le cas des poutres avec réservation, les recherches et publications sont plus rares. Il est important de noter qu'il n'existe à l'heure actuelle aucune méthode de dimensionnement de ce type de poutres dans les Eurocodes 5. Les règles de calcul proposées sont alors issues de recommandations ou d'annexes nationales. Dans un premier temps, pour comprendre la nécessité d'un dimensionnement spécifique, il faut comprendre les différences entre les poutres entaillées et les poutres avec réservation. D'abord, le nombre de zones de concentration de contraintes susceptibles d'entraîner une propagation de fissure est multiple. Il n'est pas toujours possible de négliger le moment de flexion (M) comme cela est le cas dans les poutres entaillées, car il peut avoir un effet sur les mécanismes initiant le fendage des poutres. Afin de proposer un calcul aux ingénieurs, certaines règles [2] font l'analogie avec les poutres entaillées (Figure 1.7) , négligeant l'importance du moment de flexion. La forme des réservations est alors également négligée, car dans la réalité, elles présentent des congés circulaires qui permettent d'éviter les concentrations de contraintes.

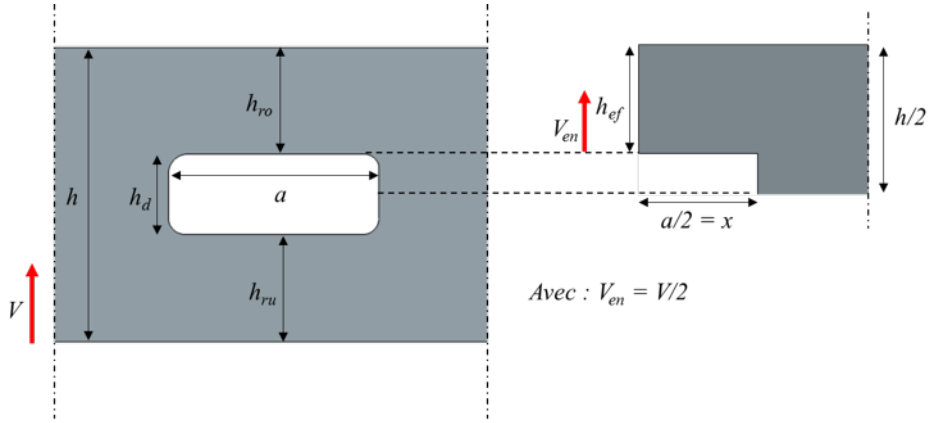


FIGURE 1.7 – Analogie proposée par Höfflin [2] pour dimensionner les poutres avec réservations à l'aide des Eurocodes 5

C'est pourquoi l'annexe allemande des Eurocodes 5 (DIN 1052) [16], propose une méthode complète de dimensionnement se basant sur les travaux d'Aicher et Höfflin [34, 3, 38, 4, 39]. Elle consiste en une analyse probabiliste du risque de fissuration au voisinage des réservations en fonction de l'état de concentration de contraintes. La présence de la réservation induit alors, à son voisinage, une perturbation de la distribution du champ de contraintes, qui entraîne l'apparition de gradients marqués de contraintes en traction perpendiculaire au fil (σ_y) et en cisaillement (τ_{xy}), au niveau des angles de la réservation (Figure 1.8). Le fendage du bois peut alors s'initier dans ces zones.

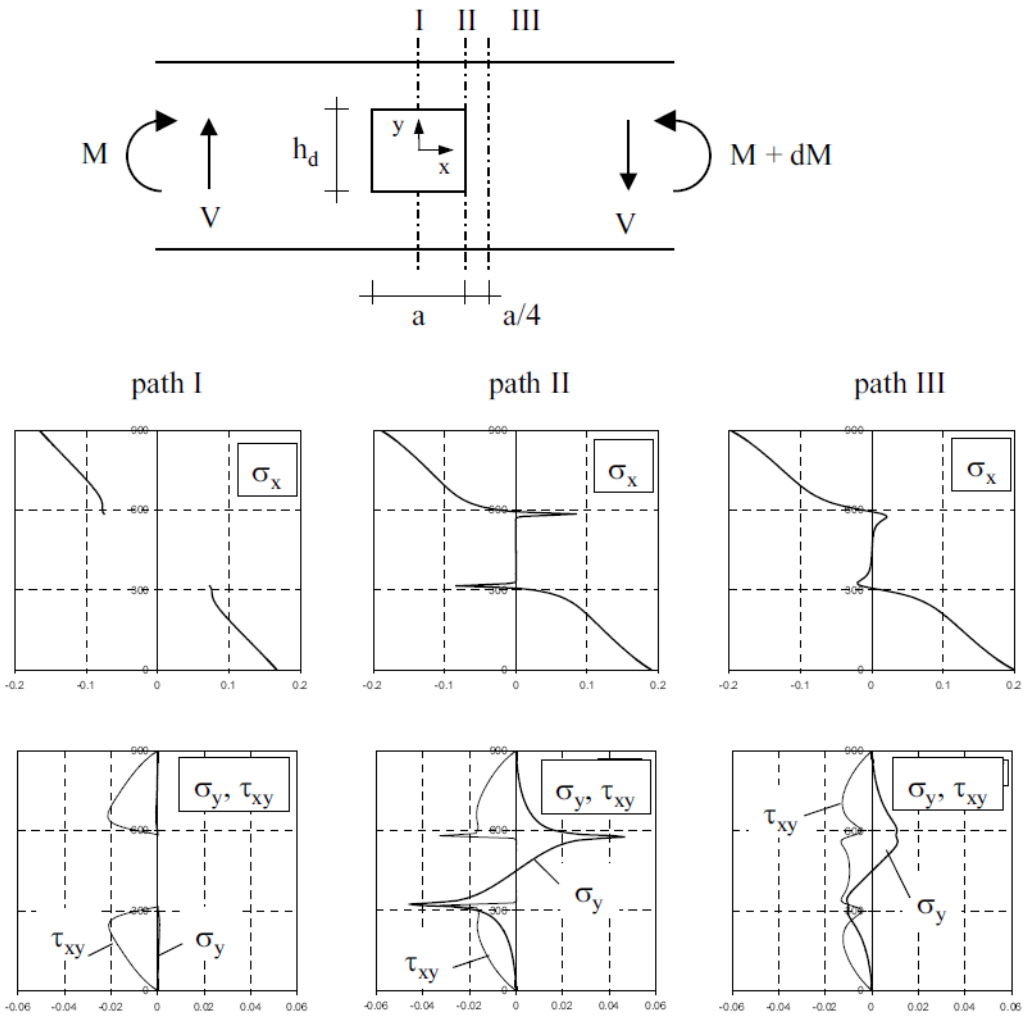


FIGURE 1.8 – Distribution de contraintes (σ_x, σ_y et τ_{xy}) selon le chemin considéré *(path)* au voisinage d'un trou de réservation rectangulaire [3]

Ces concentrations de contraintes s'expliquent par la présence combinée de l'effort tranchant (V) et du moment de flexion (M) (Figure 1.9). La superposition des états de contraintes des deux cas de chargement pur crée alors une distribution asymétrique au voisinage des angles de la réservation. Cette particularité se retrouve tant pour les formes rectangulaires que pour les formes circulaires (Figure 1.10).

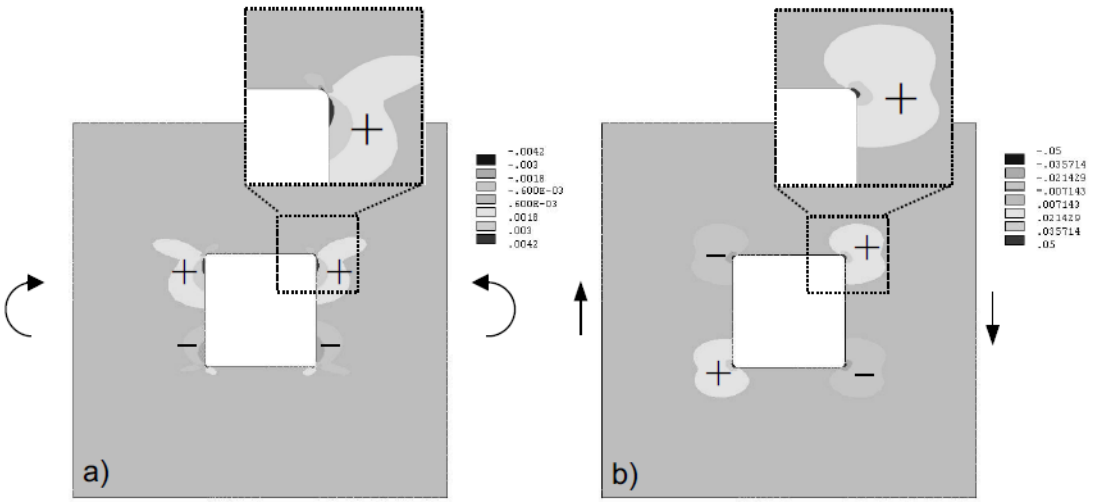


FIGURE 1.9 – Distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil au voisinage du trou de réservation, pour les deux cas de chargement pur, (a) cas du moment de flexion pur, (b) cas de l'effort tranchant pur [3]

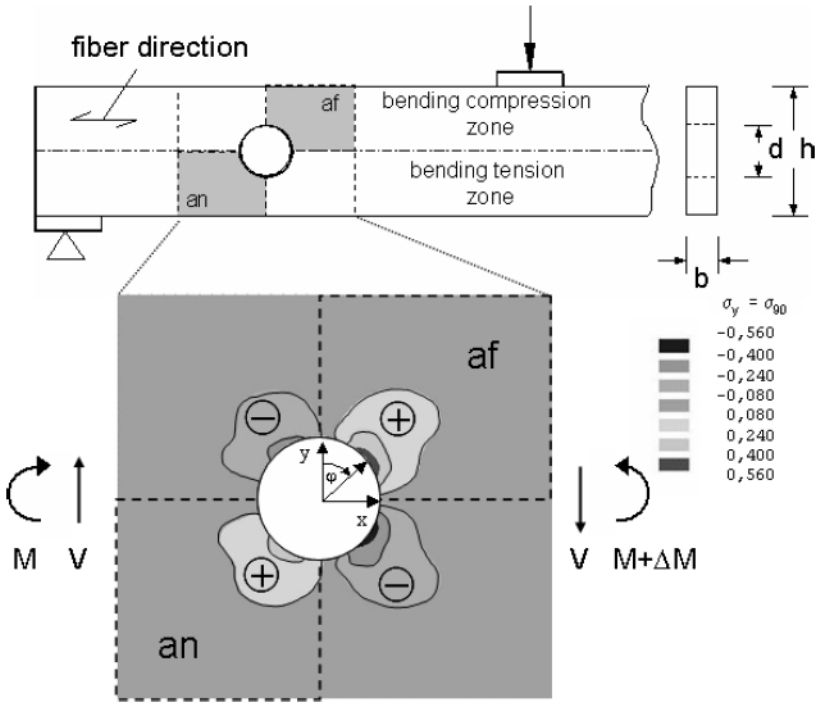


FIGURE 1.10 – Distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil du bois au voisinage d'un trou de réservation rond résultant de l'effort combiné du moment de flexion et de l'effort tranchant [4]

Dans le cas des réservations rectangulaires, la forme du trou va influencer la distribution du champ de contraintes (Tableau 1.2), tout en conservant un aspect asymétrique. La prise en compte des facteurs de formes par les méthodes de dimensionnement devient alors nécessaire. De plus, si aucun congé circulaire n'est réalisé dans les angles des réservations, la singularité géométrique créée par l'angle droit entraîne la détermination d'une contrainte théorique infinie. L'approche probabiliste proposée par Aicher et Höfflin ne sera alors plus valable, car elle se base sur une étude des champs de contraintes finis au voisinage de la réservation. La valeur du rayon de courbure du congé circulaire influençant fortement la distibution des contraintes au plus proche des angles de la réservation [3], elle doit être prise en compte par les méthodes de dimensionnement proposées.

Ratio de forme a/h_d	1	2	3
$\sigma_{y,max}$ (N/mm^2)	0,512	0,628	0,746
$\sigma_{y,max,n}$	1,00	1,23	1,46

Tableau 1.2 – Pic de contraintes de traction perpendiculaire au fil ($\sigma_{y,max}$) en fonction du ratio de forme (a/h_d) de la réservation, comparaison des différents ratio avec le ratio $a/h_d = 1$ [3]

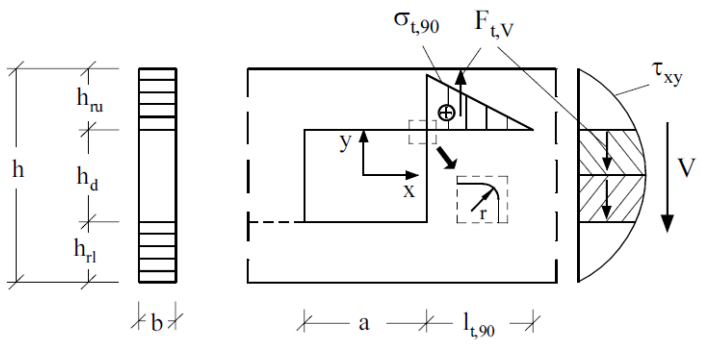


FIGURE 1.11 – Illustration du triangle de distribution des contraintes considéré dans le calcul de la DIN 1052 [3]

La résistance résultante ($R_{t,90,d}$) est prédite de manière probabiliste pour aboutir à la méthode de dimensionnement proposée par la DIN 1052 (Equation 1.22). Elle est déterminée à partir de la superposition des distributions de contraintes de traction perpendiculaire au fil issues de l'effort tranchant ($F_{t,V}$) et du moment de

flexion ($F_{t,M}$). Afin de prendre en compte la taille du gradient de concentration de contraintes, et pour revenir à un calcul en contrainte, une longueur idéalisée du triangle de distribution de contraintes ($l_{t,90}$) est introduite dans la détermination de $R_{t,90,d}$ (Figure 1.11 et Eqution 1.24). Pour assurer la validité de la méthode, la DIN 1052 établit des recommandations pratiques sur la forme du trou de réservation (Tableau 1.3), qui permettent de répondre aux hypothèses énoncées précédemment.

$$\frac{F_{t,90,d}}{R_{t,90,d}} = \frac{F_{t,90,d}}{0.5 l_{t,90} b f_{t,90,d}} \leq 1 \tag{1.22}$$

$$F_{t,90,d} = F_{t,V} + F_{t,M} = V\frac{h_d}{4h}\left(3 - \left(\frac{h_d}{h}\right)^2\right) + M\frac{0.008}{h_r} \tag{1.23}$$

$$l_{t,90} = 0.5\,(h_d + h) \tag{1.24}$$

Rayon de courbure (r)	$\geq$ 15 mm
Ratio trou/poutre (h_d/h)	0,1 à 0,4
Ratio de forme (a/h_d)	10 à 2,5

Tableau 1.3 – Domaine d'application de la DIN 1052 [16] en fonction des paramètres de forme des trous de réservation

1.1.3 Discussion sur les approches en lien avec le fendage

Poutres entaillées

La partie précédente présente en détail le dimensionnement des poutres entaillées, et montre qu'avant d'établir les codes de dimensionnement actuels, plusieurs étapes d'amélioration des formulations ont eu lieu. Ainsi, les premières recommandations étaient basées sur des méthodes empiriques qui ont fourni des codes de calculs, mais qui ne permettaient pas d'expliquer les mécanismes de rupture opérant au niveau du fond d'entaille. Des méthodes basées sur la mécanique de la rupture ont alors été imaginées, d'abord par l'utilisation des facteurs d'intensité de contraintes (K), puis via les taux de restitution d'énergie (G). Dans les deux cas, la Mécanique Linéaire

Elastique de la Rupture (MLER) n'est appliquée que pour un matériau considéré comme purement fragile. Cependant, expérimentalement, il a été démontré que le bois est un matériau quasi-fragile [10]. Il présente, avant la séparation totale de la matière, une zone de microfissuration et de pontage de fissure, que l'on appelle en anglais, *Fracture Process Zone* (*FPZ*). Négliger cette zone endommagée peut être une source d'erreur dans la prédiction des performances mécaniques des composants structuraux. Dans le cas du matériau purement fragile, la fissure se propage lorsque le taux de restitution d'énergie (G) est supérieur ou égal au taux de restitution d'énergie critique (G_c) du matériau, qui est une propriété mécanique intrinsèque. Les lèvres de la fissure ne transmettent alors aucune contrainte (Figure 1.12 (a)). Dans le cas du matériau quasi-fragile, la FPZ a la capacité de transmettre des contraintes moins élevées que dans la zone non-endommagée (Figure 1.12 (b)). Le développement de la FPZ apparaît si le taux de restitution d'énergie (G) est supérieur à la résistance à la propagation de fissure ($G_R(a)$), qui est alors une courbe, appelée courbe-R. Celle-ci dépend de la longueur de fissure a, et décrit le comportement à l'endommagement et l'extension de fissure au sein du matériau, et est considérée comme une propriété du matériau.

Dans le cas d'un matériau fragile, les surfaces créées par la fissuration ($\Delta a.b$) sont parfaitement séparées. Or dans le cas d'un matériau quasi-fragile, ces surfaces ne sont que partiellement séparées. L'énergie nécessaire au développement de la FPZ restitue alors moins d'énergie que l'extension d'une fissure de même longueur dans le matériau purement fragile. Ainsi, pour mieux intégrer l'endommagement du bois, la prise en compte de la quasi-fragilité doit être considérée dans les approches de dimensionnement.

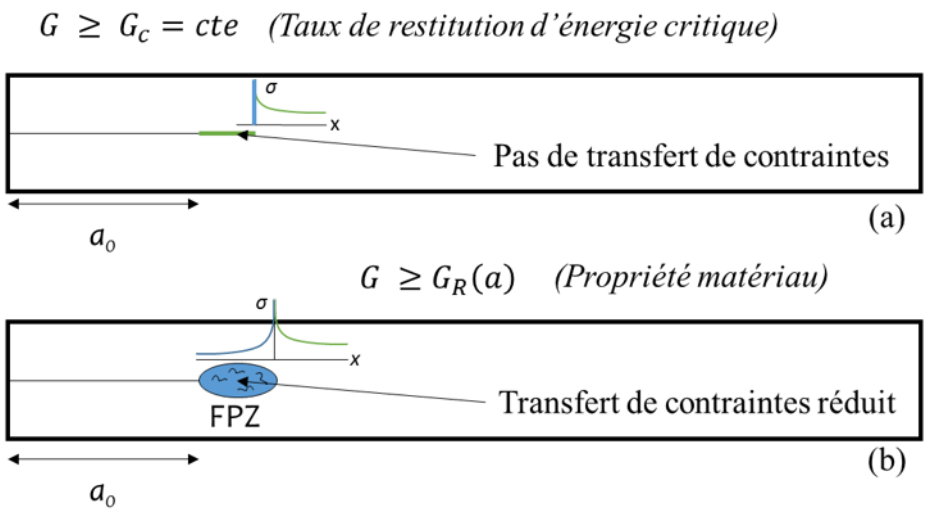


FIGURE 1.12 – Fissuration d'un matériau purement fragile (a) et quasi-fragile (b)

En ce qui concerne plus particulièremment les Eurocodes 5, l'expression proposée par Gustafsson se base sur la théorie des poutres et considère un matériau purement fragile. De plus, le mode I de propagation est jugé comme le seul mécanisme régissant la ruine de la poutre, alors que d'autres codes de calculs (CSA [26], *Wood Handbook* [28]), considèrent une fissuration en mode mixte plus réaliste. La valeur du taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{I,c}$) est obtenue via des campagnes expérimentales de caractérisation [40] réalisées sur des éprouvettes SENB (*Single End Notched Beam*), réalisées dans du bois parfait. De plus, une corrélation entre le taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{I,c}$) et la masse volumique du bois (ρ) est supposée [35]. Et les Eurocodes 5, intègrant les défauts du bois par les classes de résistances, considèrent un degré d'anistropie (E_L/G_{LR}) unique pour l'ensemble de celles-ci. k_n correspond alors à la moyenne des valeurs obtenues par l'équation 1.16 pour l'ensemble des classes de résistances. La majorité des propriétés du bois sont obtenues sur de l'épicéa. Ceci pose le problème de la validité des prédictions pour d'autres essences, mais également pour l'ensemble des classes de bois considérées (résineux, feuillus). En effet, la corrélation supposée entre $G_{I,c}$ et ρ est remise en question par certaines publications [41].

Poutres avec réservation

Comme on l'a vu dans la partie 1.1.2, la méthode de dimensionnement proposée par la DIN 1052 [16] pour les poutres avec réservation se base sur une approche probabiliste en concentration de contraintes, et ne considère pas de réelle approche en mécanique de la rupture. Ceci peut expliquer certaines des limites de la méthode relevées par Höfflin et Aicher [2], comme la dépendance à la forme des réservations, dans le cas des réservations rectangulaires, ou encore la non prise en compte des classes de résistance du bois. De plus, ces auteurs indiquent, sans plus de précisions, que l'influence du moment de flexion (M) sur la répartition des contraintes en fonction du ratio (M/V), moment de flexion sur effort tranchant (V) prédite par la méthode de la DIN 1052, ne correspond pas à l'influence constatée via les modélisations par éléments finis qu'ils ont effectuées.

Afin d'améliorer cette méthode de dimensionnement, des études ont été menées par Danielsson et Gustafsson [5, 6] pour proposer un dimensionnement de ce type de poutre basé sur la mécanique de la rupture. La première approche proposée date de 2010, et repose également sur une méthode probabiliste (PFM,*Probabilistic Fracture Mechanics method*), qui a la particularité d'utiliser les taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{I,c}$) et en mode II ($G_{II,c}$) du bois, pour faire le lien entre la théorie de Weibull et une analyse en contraintes moyennes. Cette méthode propose un dimensionnement relativement efficace d'après ses auteurs [5], même si elle ne prend pas suffisamment efficacement en compte l'influence de la taille des poutres, surtout dans le cas de petites poutres avec réservation rectangulaire (Figure 1.13). Elle permet d'observer l'impact de l'emplacement des réservations sur la résistance de la poutre en fonction du ratio M/V.

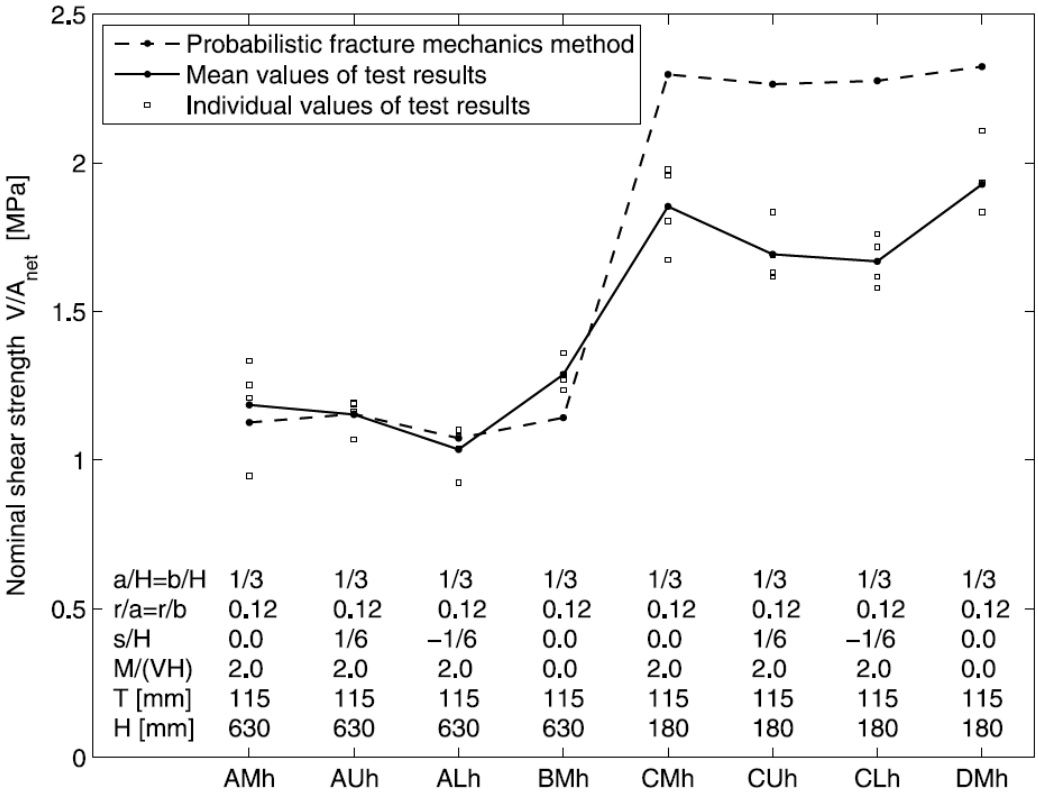


FIGURE 1.13 – Comparaison entre la résistance prédite par le modèle (PFM) et les valeurs expérimentales obtenues pour différentes configurations de poutres [5]

Bien qu'étant une amélioration, cette approche conserve certaines des limites de la DIN 1052 actuelle. Danielsson et Gustafsson proposent en 2014 une nouvelle méthode pour le dimensionnement des poutres avec réservation [6], qui cette fois se base sur une approche par loi cohésive (Figure 1.14).

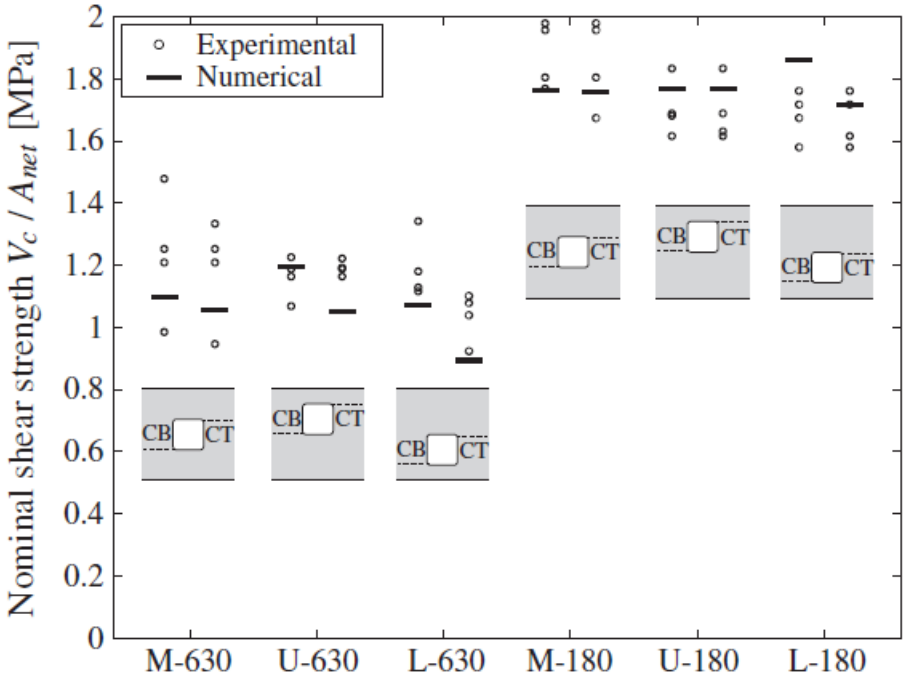


FIGURE 1.14 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et la prédiction du modèle proposé par Danielsson et Gustafsson [6]

L'avantage de cette approche par rapport aux précédentes, en plus de la considération tridimensionnelle, est de pouvoir prendre en compte la quasi-fragilité du matériau bois [42]. La méthode proposée présente une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux. Elle a également l'avantage de prendre en compte l'influence de la taille des poutres sur les mécanismes de rupture ainsi que l'orientation des cernes de croissance du bois. En effet, les propriétés élastiques orthotropes du bois utilisées dans le modèle sont déterminées selon les trois orientations principales (R,T et L) du matériau, elles-mêmes déterminées en fonction de l'orientation des cernes de croissance. Le modèle faisant varier l'orientation des cernes au sein d'une poutre fait ainsi varier la répartition des propriétés élastiques de celle-ci. Toutefois, les propriétés de rupture, elles, sont considérées comme indépendantes de l'orientation des cernes de croissance, ce qui n'est pas forcément vrai dans la réalité. L'outil proposé par Danielsson et Gustafsson est à la fois très général, très détaillé et complexe, ce qui en empêche l'utilisation dans l'ingénierie. Il n'en reste pas moins robuste et peut servir pour la validation d'approches de dimensionnement moins complexes.

Plus généralement, les études les plus récentes sur la prédiction de la résistance

des poutres avec réservation tendent à remplacer l'approche probabiliste en concentration de contraintes par des approches basées sur la mécanique de la rupture, qui permettent de mieux identifier les mécanismes de ruine. Il reste maintenant à placer un curseur entre niveau de détails et complexité des analyses, afin de permettre une utilisation plus accessible aux bureaux d'étude. En ce sens, des modèles intermédiaires pour le dimensionnement des poutres entaillées doivent être développés, ce qui fera l'objet du chapitre 2.

1.2 Renforcement

L'étude des poutres entaillées et des poutres avec réservation a montré qu'elles présentaient des zones de faiblesse très localisées. L'une des solutions pour transemettre plus d'efforts au niveau de ces zones est le renforcement du plan de fissuration potentiel par un frettage du bois.

1.2.1 Techniques de renforcement

Le renforcement local a pour objectif de répartir les efforts entre le bois et les renforts dans les zones de faiblesse, afin d'y augmenter la résistance et d'empêcher ou retarder la propagation de fissure [43]. Il présente donc un réel intérêt pour les poutres entaillées et les poutres avec réservation, qui ont la particularité de présenter des zones de concentration de contraintes sujettes au fendage. Pour ce faire, il existe plusieurs méthodes, que l'on peut séparer en deux groupes : les renforcements internes ou externes (Figures 1.15 et 1.16).

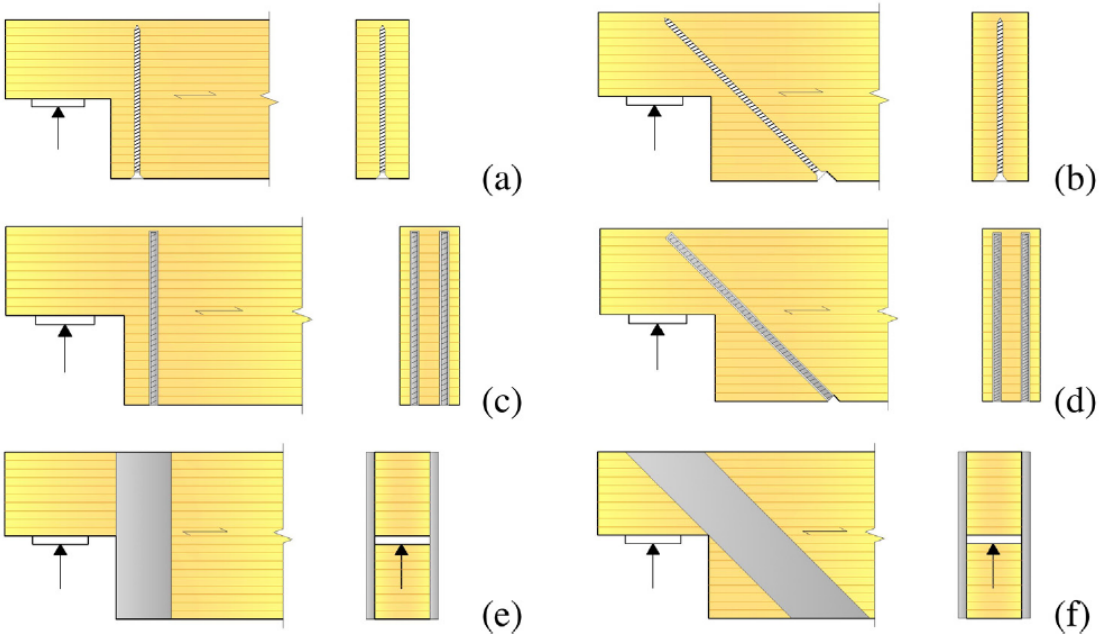


FIGURE 1.15 – Exemples de renforcement interne (a,b,c,d) et externe (e,f) pour les poutres entaillées, issu de [7]

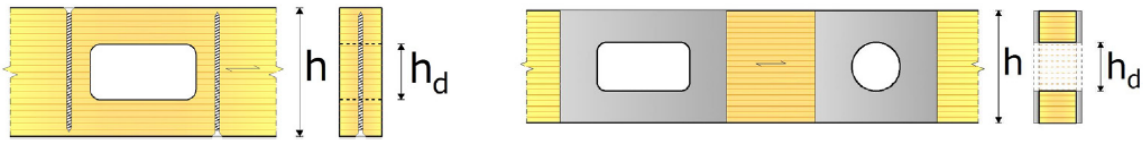


FIGURE 1.16 – Exemples de renforcement interne et externe pour les poutres à trous de réservation, issu de [7]

Renforcement externe

Il consiste à ajouter une plaque en métal, en contreplaqué ou en composite [1, 7, 44] au niveau de la zone de concentration de contraintes sur chaque face de la poutre, pour transmettre les efforts perpendiculaires au fil du bois induits par l'effort tranchant. L'hypothèse initiale pour ce type de renforcement est de considérer que les efforts sont transmis entièrement par les plaques aux deux parties du bois susceptibles d'être fendues. La performance de cette technique est dépendante de la liaison entre le bois et le renfort, qui se fait généralement par une interface collée. Elle permet de répartir régulièrement les contraintes transmises sur l'ensemble de la

surface de contact. Ce type de renforcement n'est pas intrusif, ce qui ne génère pas de réduction de la section de la poutre au voisinage de la singularité.

Renforcement interne

Il existe trois types de renforcements internes : les plaques, les vis et les goujons-collés. Ils ont la particularité d'être plus esthétiques, et offrent la possibilité d'un renforcement plus uniforme sur toute la largeur des poutres. Théoriquement, comme pour le renforcement externe, le frettage assure la transmission de l'intégralité des efforts de traction perpendiculaire au fil du bois.

Le renforcement par plaque interne fonctionne sur le même principe que le renforcement par plaque externe, à ceci près qu'il est possible de répartir plusieurs plaques dans la largeur de la poutre, pour assurer un renforcement plus uniforme. Dans le cas des vis, la liaison entre le renfort et le bois est assurée par adhérence. La performance du système est alors dépendante du filetage et de la qualité des aciers, et explique pourquoi les vis transmettent mieux les efforts parallèlement à leur axe. Ainsi, l'angle par rapport au fil selon lequel elles sont introduites a un effet significatif sur la résistance globale du composant renforcé [45].

Pour des vis introduites à 90°, la raideur en traction obtenue est de 28,3 kN/mm, alors que dans le cas des vis introduites à 45°, elle n'est que de 8,9 kN/mm. Pour transmettre le plus d'efforts de traction perpendiculaire au fil possibles, les vis doivent donc être introduites perpendiculairement au fil du bois. Il existe plusieurs types de vis [46], qui permettent une liaison bois-acier plus ou moins efficace. A l'heure actuelle, les vis entièrement filetées et autotaraudeuses sont celles qui offrent les meilleures performances. La géométrie d'une vis est généralement décrite par plusieurs éléments (Figure 1.17) : la longueur de son filetage (l_g), son diamètre extérieur (d), son diamètre intérieur (d_1), le diamètre de sa tête (d_h) et son pas de vis. Le pas de vis correspond à la distance parcourue en translation par la vis pour une rotation complète de sa tête.

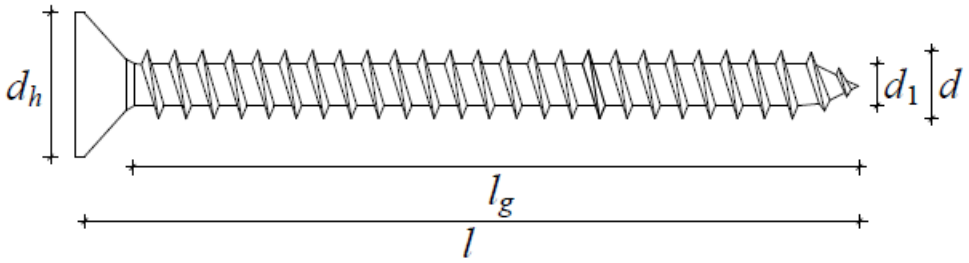


FIGURE 1.17 – Caractéristiques géométriques d'une vis entièrement filetée [1]

Le renforcement par goujons-collés, quant à lui, est une technique mixte utilisant le collage structural, la liaison entre les goujons et le bois étant assurée par un joint de colle, ce qui a l'avantage d'augmenter la surface de transmission entre le renfort et le bois. Ceci explique l'intérêt croissant que la communauté scientifique porte aux goujons-collés [8]. Toutefois, la mise en place de ce type de renforts doit être réalisée avec soin afin d'assurer une interface colle-goujons et colle-bois optimale (Figure 1.18). Il existe pour cela différentes méthodes de mise en place des goujons-collés qui montrent qu'il est possible de contrôler l'ensemble des paramètres du système de renforcement lors de la mise en oeuvre [8]. Malgré ces méthodes, il reste difficile de s'assurer que le goujon est bien collé. De plus, les températures élevées changent les propriétés de la colle et posent des problématiques de résistance au feu.

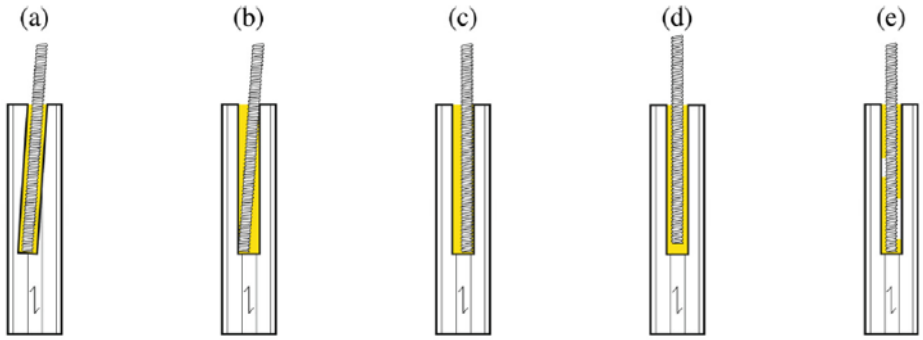


FIGURE 1.18 – Illustration des configurations de renforcement par goujons-collés à éviter, issu de [8] : inclinaison non-voulue du trou de perçage (a), inclinaison lors de la mise en place du goujon (b), goujon en position excentrée (c), insertion incomplète du goujon (d) et présence de trous d'air au sein de la ligne de colle (e)

1.2.2 Dimensionnement

Actuellement il n'existe pas, dans les Eurocodes 5, de règles de dimensionnement pour le renforcement local des poutres. Seule l'annexe nationale allemande (*DIN*) fournit des règles de calculs, applicables uniquement dans les pays de l'UE utilisant cette annexe. C'est pourquoi, en 2011, le Comité Européen de Normalisation (CEN) a décidé de créer un groupe de travail sur ce thème, en vue d'inclure de nouvelles propositions pour les Eurocodes 5. Les premières recommendations de ce groupe de travail, présentées lors de la World Conference on Timber Engineering (WCTE) de 2016 à Vienne [9], suivent la structure suivante :

— Considérations générales
— Dimensionnement éléments non-renforcés
— Dimensionnement éléments renforcés

A l'heure actuelle, elles font abstraction de la résistance du bois et sont issues des formules proposées par la DIN 1052. Dans le cas des poutres entaillées et des poutres avec réservation, qui ont chacune une section entière dédiée, il est recommandé de réaliser un renforcement systématique des poutres. En effet, le bois en fond d'entaille et au voisinage des réservations est directement exposé aux variations climatiques. Les variations locales d'humidité au sein de la poutre vont entraîner des changements de propriétés mécaniques et des variations dimensionnelles. Si l'humidité n'est pas répartie uniformément au sein d'une section de bois, si un ou plusieurs gradients d'humidité apparaissent, alors les parties les moins humides vont empêcher les parties plus humides de gonfler, et inversement, ce qui va entrainer l'apparition de contraintes internes induites par la variation d'humidité, appellée en anglais *Moisture Induce Stresses* (*MIS*). Dans le cas d'éléments de structure en bois, leurs dimensions font qu'il est très rare d'avoir une humidité répartie uniformément dans l'élément lorsque ces derniers sont soumis à des variations climatiques, même légères. Les zones les plus exposées à ces variations climatiques sont généralement des zones qui présentent de fortes concentrations de contraintes induites (*MIS*). Dans le cas des poutres entaillées et des poutres avec réservation, la combinaison de ces contraintes (*MIS*) avec les concentrations de contraintes induites par les singularités géométriques augmente encore le risque de propagation de fissure [9, 42].

Le nombre et la diversité des publications sur le renforcement par vis est bien plus

important que pour tout autre système de renforcement. De ce fait, la révision des Eurocodes 5 se concentre essentiellement sur celui-ci pour proposer des méthodes de dimensionnement, et cherche ensuite à les adapter aux autres systèmes. Dans cette optique, les goujons-collés sont considérés comme des vis entièrement filetées. Les méthodes proposées indiquent que la distance entre le pic de contraintes des efforts à renforcer et le renfort doit être minimale, tout en respectant les règles de pinces présentées dans le tableau 1.4. Ces dernières tiennent compte d'une réalité technologique.

Espacement	Valeurs
a_2	3d
$a_{3,c}$	2,5d
$a_{2,c}$	2,5d

Tableau 1.4 – Règles de pinces proposée par [9]

Poutres entaillées

Dans le cas des poutres entaillées, le système de frettage doit être dimensionné pour supporter un effort de traction ($F_{t,90,d}$) produit par l'effort tranchant, tel que :

$$F_{t,90,d} = 1.3V_d.\left[3\left(1-\frac{h_{ef}}{h}\right)^2 - 2\left(1-\frac{h_{ef}}{h}\right)^3\right] \tag{1.25}$$

Cette expression est issue des travaux d'Henrici [47] et Blass [48], qui intègrent les efforts de cisaillement maximum (τ_{max}) de la partie inférieure de la poutre (sous entaille) (Figure 1.19), et utilisent des facteurs de correction pour faire coïncider l'expression avec les résultats expérimentaux [1]. L'étude ne considère que la file de renforts au plus proche de la singularité, afin de prévenir l'initiation de fissure ; les éventuelles autres files de renforts ne serviraient alors qu'à retarder sa propagation. De plus, la longueur minimale d'enfoncement doit être supérieure à $2.l_{ad}$ et à $0.7h$ (Figure 1.20), en partant de la partie avec entaille ; dans le cas contraire, une fissure peut apparaître au niveau de la pointe du renfort. Le diamètre des vis utilisées ne doit pas dépasser 20 mm. Dans le cas de renfort externe, la largeur des plaques (l_r)

est limitée ($0,25 \leq l_r/(h - h_{ef}) \leq 0,5$). Pour des valeurs de $\beta \leq \alpha/3$, la force perpendiculaire ($F_{t,90,d}$) peut être estimée par 1,3 V_d.

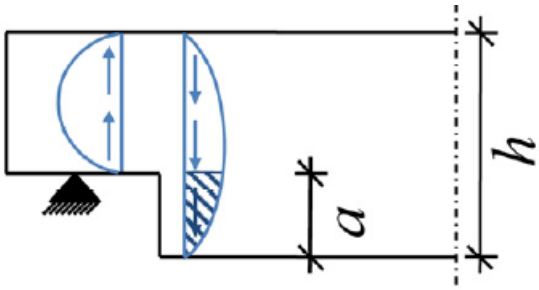


FIGURE 1.19 – Répartition des contraintes de cisaillement au sein d'une poutre entaillée en flexion 3 points [9]

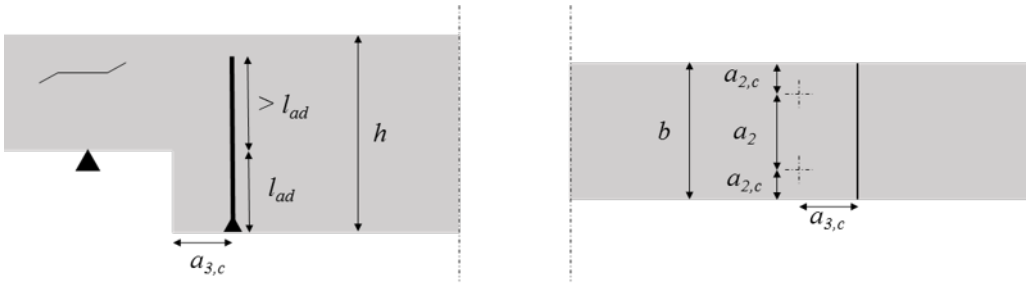


FIGURE 1.20 – Configuration des systèmes de renforcement à vis pour les poutres entaillées

Le système de renforcement doit reprendre l'effort de traction ($F_{t,90,d}$), ce qui implique que l'on considère ici que le frettage ne reprend que de la traction. Il est possible d'estimer l'effort tranchant ultime de la poutre renforcée ($V_{ult,renf}$) en fonction de la résistance du système de renforcement ($F_{ax,Rk}$) (Equation 1.26). Dans le cas d'un renforcement par vis, cette résistance est obtenue par l'équation 1.27 [48].

$$V_{ult,renf} = \frac{F_{ax,Rk}}{1.3\left[3\left(1-\frac{h_{ef}}{h}\right)^2 - 2\left(1-\frac{h_{ef}}{h}\right)^3\right]} \tag{1.26}$$

$$F_{ax,Rk} = min\begin{cases} f_{ax,k}.d.l_{ef} \\ R_{t,u,k} \end{cases} \tag{1.27}$$

$$f_{ax,k} = 20.10^{-6}p_k^2 \tag{1.28}$$

Avec

— $f_{ax,k}$: résistance caractéristique à l'arrachement (N/mm^2),
— $R_{t,u,k}$: résistance caractéristique à la rupture en traction de la vis (N/mm^2),
— p_k : masse volumique caractéristique kg/m^3,
— d : diamètre extérieur de la vis mm,
— l_{ef} : longueur minimale d'ancrage de la vis mm.

Poutres avec réservation

Dans le cas des poutres avec réservation, un domaine d'application particulier doit être respecté pour pouvoir dimensionner le système de renforcement. Ce domaine est décrit dans le tableau 1.5. De plus, comme pour les poutres entaillées, on considère que le frettage ne reprend que de la traction. Le système de renforcement doit donc reprendre l'effort de traction perpendiculaire ($F_{t,90,d}$), tel que :

$$F_{t,90,d} = V\frac{h_d}{4h}\left(3 - \left(\frac{h_d}{h}\right)^2\right) + M\frac{0.008}{h_r} \tag{1.29}$$

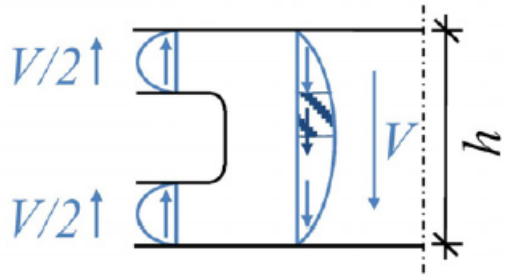


FIGURE 1.21 – Répartition des contraintes de cisaillement au sein d'une poutre avec réservation en flexion 3 points [9]

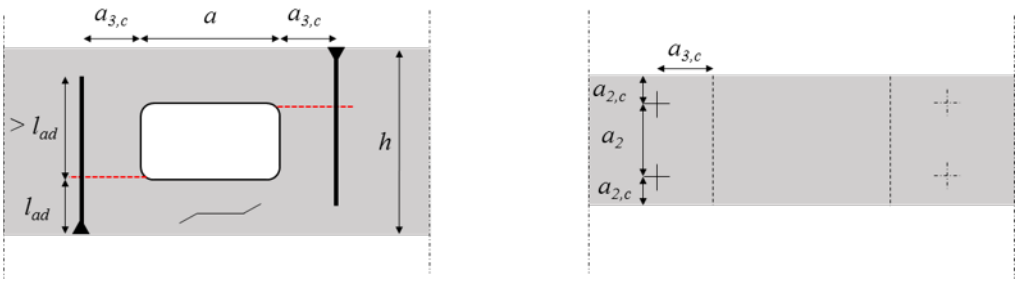


FIGURE 1.22 – Configuration des systèmes de renforcement à vis pour les poutres avec réservation [9]

$l_v \geq h$	$l_z \geq h^{(a)}$, pas moins de 300mm	$l_A \geq h/2$
$h_{rl(ru)} \geq 0.25.h$	$a \leq h$	$h_d \leq 0.3.h^{(b)}$
	$a/h_d \leq 2.5$	$h_d \leq 0.4.h^{(c)}$

(a) : l_z est l'espacement entre 2 trous

(b) : pour les renforcements internes

(c) : pour les renforcements externes

Tableau 1.5 – Domaine d'application de l'expression proposée par [9] pour les poutres avec réservation renforcées

Il s'agit de la même expression que celle présentée dans la partie 1.1.2 ; celle-ci a été validée par Blass [48] pour les poutres renforcées. Dans le cas des poutres avec réservation circulaire, il est nécessaire de faire attention aux zones sources de cisaillement (Figure 1.21). La prise en compte de celui-ci au voisinage des réservations se fait par la vérification du cisaillement maximum issu de l'équation 1.30 (où la résistance au cisaillement du bois est négligée).

$$\tau_{max} = 1,84 \left[1 + \frac{a}{h}\right] \left(\frac{h_d}{h}\right)^{0,2} \frac{1,5V_d}{b_{ef}\,(h - h_d)} \tag{1.30}$$

Cette expression a été déterminée par Blass à partir de 2000 simulations numériques par la méthode des éléments finis [48]. Pour les vis, les conditions d'utilisation sont similaires à celles des poutres entaillées (Figure 1.22). Pour le renforcement par plaques externes, des conditions sur leur largeur ($0,25.a \leq l_r \leq 0,6l_{t,90}$) et leur hauteur ($h_1 \geq 0,25.a$) sont à vérifier, car la longueur de la distribution des contraintes

de traction perpendiculaires au fil au voisinage des réservations est très limitée, et un gain de résistance en dehors de cette zone n'en apporte aucun à la poutre.

1.2.3 Discussion

Techniques de renforcement

Les renforcements externes ont la particularité de localiser le frettage en rive de poutre. De ce fait, la distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil du bois (σ_y) dans la largeur de l'élément n'est pas uniforme [43], car un effet de peau apparaît et réduit la contrainte σ_y uniquement sur quelques millimètres d'épaisseur. L'endommagement et la fissure peuvent alors s'initier au milieu de la largeur de l'élément. Cet effet est constaté par Coureau [43] qui observe expérimentalement une initiation de fissure à un niveau de charge presque identique à celui des poutres sans renfort (7% de différence). Les renforcements internes, quant à eux, permettent d'assurer une distribution plus homogène du frettage dans la section, ce qui peut retarder l'endommagement. Néanmoins, les règles de pinces font que certaines zones de faiblesses demeurent, particulièrement au niveau des joues de la poutre (Figure 1.23).

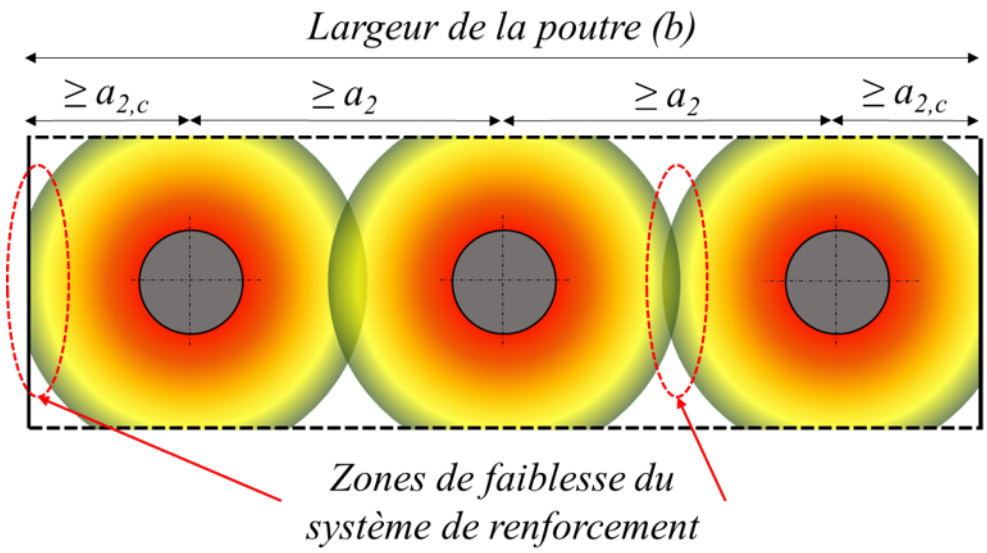


FIGURE 1.23 – Principe du champ de distribution des contraintes de traction perpendiculaire au fil (σ_y) reprise par des vis de renforcement dans la largeur de la poutre

Généralement, le renforcement interne s'effectue à l'aide de vis ou de goujons-collés [7], qui ont une résistance plus faible au cisaillement qu'à la traction. Le renforcement local des poutres faisant apparaître des efforts horizontaux dans les renforts [43, 1], une possible rupture en cisaillement de ce type de renforts est envisageable.

L'ensemble des matériaux du système de renforcement doit répondre à certains critères, qui sont :

— être résistant dans le sens des sollicitations à renforcer,

— être suffisamment rigide pour limiter les déformations dans le plan de fendage potentiel.

Plusieurs matériaux répondent à ces critères, chacun d'entre eux ayant des avantages et des inconvénients. Ainsi, pour les vis et les goujons-collés, c'est l'acier qui est le plus souvent utilisé, car il permet une production à moindre coût de ce type de renfort. Toutefois, l'acier est un très grand conducteur thermique, ce qui peut entraîner une migration de l'eau présente dans le bois au voisinage des renforts [43]. Le bois étant un matériau hygroscopique, cette caractéristique de l'acier peut augmenter l'intensité des contraintes induites par l'humidité (MIS) au voisinage des renforts,

la présence de renforts en acier empêchant le retrait-gonflement du bois [7, 9].

Les zones renforcées étant généralement des zones où l'intensité des MIS est déjà très élevée (voir partie 1.2.2), l'utilisation d'un matériau de renforcement lui-même hygroscopique peut-être envisagé, comme des plaques en contreplaqué par exemple. Cependant, le groupe de travail chargé de la révision des Eurocodes 5 ne recommande pas l'utilisation de ce type de renforcement, car il est trop souple [9].

Afin d'eviter les problèmes de corrosion et de migration de l'eau, il est possible d'utiliser des renforts en composite, les composites en fibres de verre ou de carbone ayant l'avantage d'être très raides, très peu denses, et relativement inertes à la température [43]. Pour ce type de renforcement, comme pour les goujons-collés, le choix de la colle est crucial, et cette dernière doit répondre aux mêmes critères que les autres matériaux. La colle choisie est donc généralement de la colle époxy [43, 49]. Toutefois, des doutes persistent quant à son comportement pour des températures élevées [49] et donc sur sa résistance au feu, ce qui est à l'avantage de l'adhérence mécanique des renforts par vis.

Dimensionnement

Les propositions faites par le groupe de travail chargé de la révision des Eurocodes 5 pour le dimensionnement des poutres renforcées localement sont basées sur les expressions de la DIN 1052 [16]. Cependant, ces dernières ne permettent pas d'estimer correctement la charge ultime des poutres. En effet, l'une des hypothèses utilisées pour le design considère que le bois ne transmet aucun effort de traction perpendiculaire au fil du bois. Dans l'absolu, la résistance du bois au niveau du plan de fissuration potentiel ne doit pas nécessairement être négligée. L'approche de la DIN 1052 est une approche semi-probabiliste, qui combine des études sur la distribution des champs de contraintes au voisinage des zones sensibles [4, 3, 47], entaille ou réservation par exemple, avec des expressions obtenues via des campagnes de simulation numérique [48]. Ces études ne décrivent pas explicitement les mécanismes de rupture mis en jeu. Pour cela, une méthode basée sur la mécanique de la rupture semble nécessaire, comme l'expression proposée par Gustafsson pour les poutres entaillées non-renforcées (Equation 1.13).

Dans le projet COLORETIM, il a été montré expérimentalement que la rupture des systèmes renforcés dépendait de la résistance du système de frettage et de celle du bois. Coureau [43] propose en 2002 l'équation 1.31 qui permet de prédire la résistance ultime des poutres renforcées ($V_{ult,renf}$) à partir d'un système en série associant la résistance au fendage des poutres non-renforcées (V_0^u) et une résistance additionnelle engendrée par le renforcement (V_{renf}^u).

$$V_{ult,renf} = V_0^u + V_{renf}^u \tag{1.31}$$

On comprend alors que restreindre l'estimation de la résistance ultime à la seule capacité des renforcements et de leurs adhérences, n'est pas suffisant. Dans l'approche précédente, le frettage a été réalisé par des plaques collés sur les côtés des poutres, ce qui n'empêche pas la propagation de fissure dans la largeur de la poutre. D'autre part, il a été montré que le frettage reprenait une charge axiale (F_v) et une charge horizontale bloquant le cisaillement (F_h). Une investigation plus récente est proposée par Jockwer [1]. Elle s'appuie sur les concepts de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture (MLER). En effet, l'auteur intègre la potentialité d'un mécanisme de ruine par fendage dans ce type de solutions, et conclut que la capacité portante de celles-ci peut aussi être limitée par la résistance à la propagation de fissure en mode mixte. En employant cette théorie, le mode mixte de propagation de fissure est piloté par les taux de restitution d'énergie critique des modes I et II du bois, considéré comme purement fragile. L'évaluation de la charge ultime est faite analytiquement, par l'estimation de la variation de la complaisance selon une longueur de fissure en arrière d'entaille, la complaisance correspondant au rapport du déplacement sur la force. Les rigidités sont calculées à partir de la théorie des poutres. L'auteur prend en compte dans sa démarche les raideurs verticale et horizontale des frettages (pour prendre en compte F_v et F_h) qui peuvent influencer la raideur globale du composant .

A partir de ces hypothèses, le taux de restitution d'énergie global peut être connu, par la dérivation de la complaisance en fonction de la longueur de fissure (Equation 1.32).

$$C_{reinforced} = \frac{d}{P} = \frac{1}{P}\left\{\frac{M\bar{M}}{E_x I} + \frac{Q\bar{Q}}{G_{xy}A} + \frac{N\bar{N}}{E_x A} + \frac{F_\perp \bar{F}_\perp}{K_\perp} + \frac{F_{//}\bar{F}_{//}}{K_{//}}\right\} \tag{1.32}$$

L'auteur considère que le mode II peut être estimé par la formulation de Riipola [50], ce qui lui permet de déduire le mode I de rupture en fonction de la longueur de

fissure. Chaque contribution des modes de fissuration est introduite dans le critère de mixité, où les seuils sont les taux de restitution d'énergie critique en mode I et II, qui restent indépendants de la longueur de fissure.

Comme l'étude montre que le bois peut rompre en cisaillement avant les renforts, ce scénario est comparé à la prédiction de Gustafsson (EC5 sur la figure 1.24), dans laquelle le taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{I,c}$) est remplacé par le taux de restitution d'énergie critique en mode II ($G_{II,c}$). La résistance ultime prédite est alors supérieure d'environ 12% à la moyenne de la résistance ultime obtenue expérimentalement. La formulation issue de la DIN 1052, quant à elle, lui est supérieure d'environ 55%. Cette expression peut entraîner des prédictions moins pertinentes pour d'autres configurations. Néanmoins, établir le même type de relation à partir d'une approche plus cohérente en mode II est une piste envisageable pour proposer une expression analytique de dimensionnement des poutres entaillées renforcées.

De plus, l'expression de Gustafsson classique, avec $G_{I,c}$, estime assez bien, à 15% près, la charge à partir de laquelle l'initiation de fissure des poutres renforcées apparaît, ce qui confirme les observations faites dans le projet COLORETIM. Il est important de noter que cette expression est établie initialement à partir d'une approche pour le fendage en mode I [33].

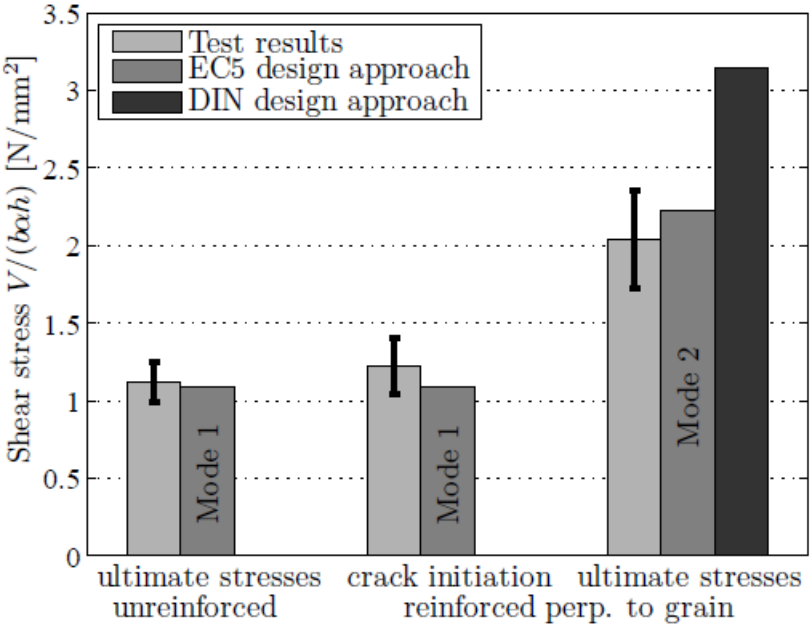


FIGURE 1.24 – Comparaison et évaluation des méthodes de calculs proposées par Jockwer [1] pour la prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées non-renforcées

Ce modèle, bien que très complet, n'a été vérifié que sur un très petit domaine d'application : des poutres de 600 mm de haut et 140 mm de large. De plus, il est très difficilement transposable à d'autres conditions de renforcement, et l'approche proposée étant purement fragile, la longueur de fissure critique correspondant à l'amorce de fissure doit être estimée, ce qui ne facilite pas son implantation dans les règles de calculs. Néanmoins, il montre la dépendance de la résistance ultime des poutres entaillées renforcées à la raideur du système de renforcement, et également l'importance d'assurer un renforcement perpendiculairement et parallèlement au fil du bois. En effet, la présence des renforts entraîne une bifurcation des modes de propagation de fissure (Figure 1.25), qui est à l'origine de l'apparition d'efforts de cisaillement (F_h) combinés aux efforts de traction (F_v) au sein des renforts.

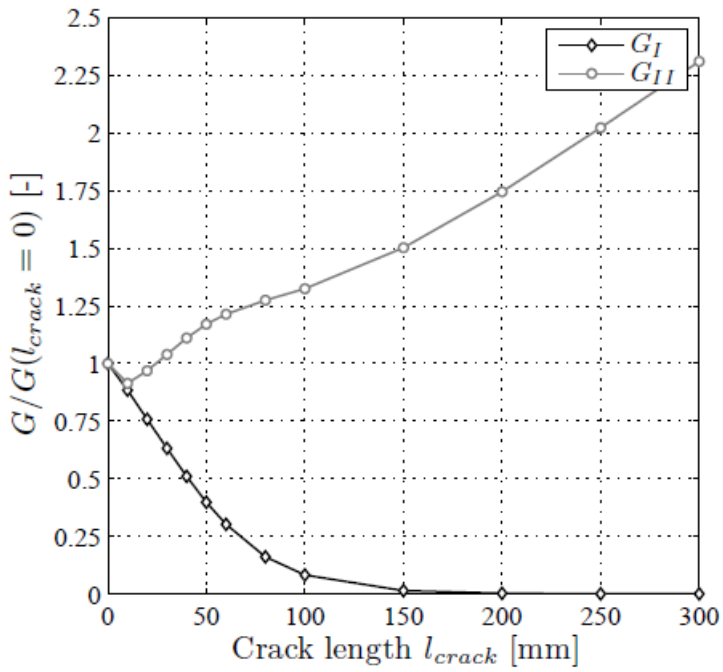


FIGURE 1.25 – Simulation numérique qui montre l'impact du système de renforcement sur la répartition des modes de rupture dans le cas d'une poutre entaillée renforcée [1] ; le système de renforcement est placé à 35 mm du fond d'entaille

Ces observations montrent l'intérêt de considérer la propagation de fissure en mode mixte du bois pour la détermination plus robuste de la résistance ultime des poutres entaillées renforcées. L'initiation de fissure semble être pilotée par une propagation de fissure en mode I, alors que la rupture ultime des poutres semble être dépendante de la propagation de fissure en mode mixte dans le bois et de la résistance des systèmes de frettage . Les travaux menés par Blass [48], quant à eux donnent de précieuses informations concernant la rupture ou la perte d'adhérence des systèmes de frettage.

1.3 Bilan

Suite à cet état de l'art, il est clair que la prédiction de la résistance ultime des composants de structures soumis au fendage et leur renforcement est une problématique importante et actuelle. La méthode la plus aboutie dans les codes de calcul européen est actuellement l'expression proposée par Gustafsson en 1988 [33] pour

le dimensionnement des poutres entaillées non-renforcées. Cependant, les hypotèses simplificatrices utilisées pour sa détermination en limitent le domaine d'application et ne permettent pas, à l'heure actuelle, le dimensionnement des poutres renforcées. Pour ces dernières, Jockwer [1] identifie un mécanisme de ruine par fendage du bois en mode mixte qui n'est pas pris en compte par les propositions de Blass [48] qui considère uniquement l'endommagement du système de renforcement.

Afin de proposer un dimensionnement considérant plus précisément les mécanismes de fissuration pouvant entraîner la rupture des poutres avec et sans renfort, un nouveau modèle de prédiction, présenté dans le chapitre 2, a été développé. Ce modèle a pour particularité de prendre en compte la quasi-fragilité du bois, la propagation de fissure en mode mixte, à partir de propriétés du matériau caractérisés dans le chapitre 3, et les caractéristiques du système de renforcement telles que sa rigidité et son emplacement.

Chapitre 2

Prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées avec et sans renforts

2.1 Introduction

Il existe plusieurs types de géométries d'éléments de structures et d'assemblages qui peuvent être sujet au fendage, comme les poutres entaillées et les poutres avec réservation. La méthode de prédiction développée ici peut être appliquée à l'ensemble de ces éléments ; toutefois, dans la suite de ce mémoire, seule l'application sur les poutres entaillées sera discutée en détail. En effet, celles-ci, du fait de la présence de l'entaille, posent une problématique très proche de celle rencontrée lors des essais de caractérisation, l'entaille pouvant être perçue comme une fissure initiale de longueur βh (Figure 1.4). Il s'agit donc du parfait exemple pour tester des méthodes de dimensionnement fondées sur les concepts de la mécanique de la rupture. Afin de proposer une méthode de prédiction de la charge ultime des poutres entaillées, avec ou sans renforts, il est nécessaire de décrire précisément le comportement au fendage du bois. Le bois étant un matériau quasi-fragile, la complexité des mécanismes de rupture mis en jeu ne permet pas d'utiliser une formule analytique comme celle proposée par Gustafsson. Un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis développé sur CAST3M est donc utilisé pour décrire la propagation de la fissure

au sein de la poutre. Sa description est séparée en différentes parties dans ce rapport. Dans un premier temps, la prise en compte de la fissuration quasi-fragile en mode mixte du bois par l'approche de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture équivalente (MLER_{eq}) sera présentée. Puis le fonctionnement du modèle, dans le cas des poutres entaillées avec et sans renforts, sera détaillé. Enfin, un bilan critique de la méthode sera réalisé.

2.2 Fissuration quasi-fragile en mode mixte du bois

2.2.1 Le comportement quasi-fragile du bois

Mécanique Linéaire Elastique de Rupture équivalente (MLER_{eq})

Comme on l'a vu précédemment (partie 1.1.3), le bois est un matériau quasi-fragile, qui présente, avant l'apparition d'une macrofissuration, une zone de micro-fissuration et de pontage de fissure, appelée la *Fracture Process Zone* (*FPZ*). Les différences entre un matériau purement fragile et un matériau quasi-fragile, présentées dans la partie 1.1.3, ne permettent pas l'utilisation inclusive de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture (MLER) pour ce dernier, et nécessitent l'emploi de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture équivalente (MLER_{eq}). Cette méthode part du constat de la difficulté de définir précisément la longueur d'une fissure et, par conséquent, à délimiter la taille réelle de la FPZ (l_{FPZ}). Afin de décrire les mécanismes de rupture, il reste possible de définir une longueur de fissure équivalente (a_{eq}), déterminée selon l'équation suivante, où a_0 correspond à la fissure initiale [10] :

$$\lambda_q\left(l_{fissure}\right) - \lambda_q\left(a_0\right) = \lambda\left(a_{eq}\right) - \lambda\left(a_0\right) \tag{2.1}$$

La variation de complaisance du matériau quasi-fragile réel (λ_q), due à la propagation d'une fissure de longueur ($l_{fissure}$), qui comprend la FPZ (l_{FPZ}) et une macro-fissure, est égale à la variation de complaisance (λ), due à la propagation d'une fissure de longueur a_{eq}, dans un matériau élastique, ayant des propriétés élastiques et une géométrie initiale identiques à celle du matériau quasi-fragile. Cette hypothèse a été vérifiée par Morel [10] dans le cas du bois, par la réalisation de cycles

de chargement/déchargement (Figure 2.1), où il apparait clairement que chaque remontée en charge passe par le pic du cycle précédent, ce qui confirme que la variation de complaisance de l'élément est uniquement due à une extension de fissure (dans le matériau élastique) autour de la zone endommagée.

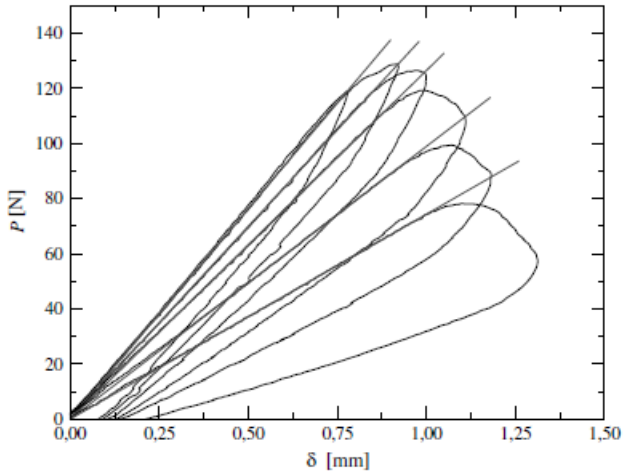


FIGURE 2.1 – Cycle de chargement/déchargement, les lignes droites correspondent à la raideur intiale du cycle [10]

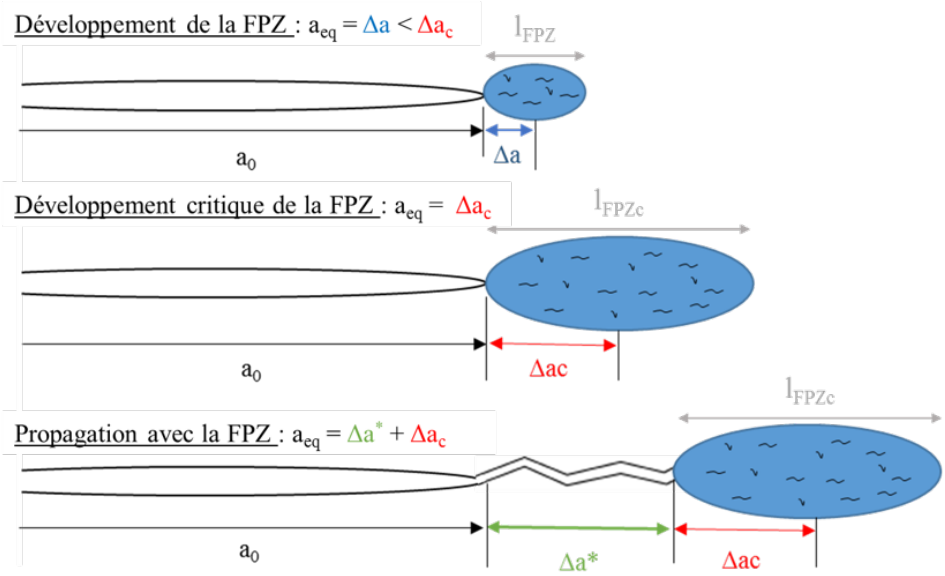


FIGURE 2.2 – Illustration des trois étapes de propagation de fissure dans un matériau quasi-fragile

Grâce à l'équation 2.1, il est alors possible de décrire l'état d'endommagement

du matériau en considérant l'extension de fissure a_{eq} au sein d'un matériau élastique fragile. Ceci permet de quantifier la propagation de fissure dans un matériau quasi-fragile en trois étapes (Figure 2.2) :

— le développement de la FPZ ($a_{eq} = \Delta a$),

— le développement critique de la FPZ ($a_{eq} = \Delta a_c$), Δa_c étant la longueur de fissure équivalente critique caractérisant la longueur maximale de la FPZ (l_{FPZc}),

— et la propagation de fissure au sens de la MLER ($a_{eq} = \Delta a^* + \Delta a_c$), avec la FPZ en amont de celle-ci, Δa^* étant la longueur de fissure équivalente caractérisant la macro-fissure.

Pour plus de lisibilité, on notera par la suite la longueur de fissure équivalente (a_{eq}) comme étant la longueur de fissure (a).

Courbe-R

Dans le cas d'un matériau quasi-fragile, le développement de la FPZ mobilise de l'énergie au sens de l'élasticité. Plus la taille de cette dernière augmente, plus il faut fournir d'énergie mécanique, jusqu'à atteindre une énergie seuil caractérisant la taille critique de la FPZ (l_{FPZc}) et à partir de laquelle une macro-fissure apparaît. En effet, une fois la longueur de fissure critique (Δa_c) atteinte, l'extension de fissure s'effectue de façon identique à celle d'un matériau purement fragile. Ce régime stationnaire se traduit par une valeur de G_R constante quel que soit a. La résistance à la propagation de fissure d'un matériau quasi-fragile, dans un diagramme G_R en fonction de a, décrit donc une courbe, appelée courbe-R (Figure 2.3). Celle-ci se limite à un plateau dans le cas d'un matériau purement fragile.

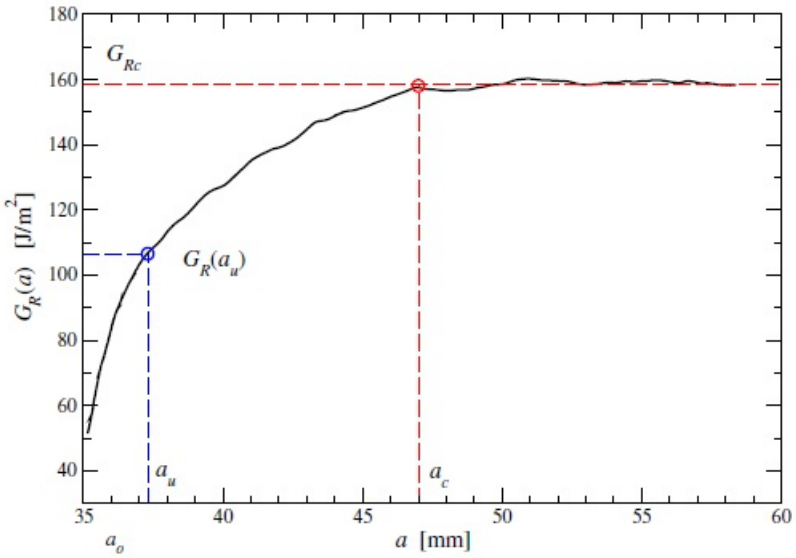


FIGURE 2.3 – Exemple de courbe-R d'un essai de caractérisation en mode I [10]

On retrouve sur cette courbe-R les trois étapes décrites précédemment : le régime transitoire, qui correspond au développement de la FPZ, ou encore à l'endommagement du matériau ; le régime permanent, qui correspond à la propagation de fissure au sens de la MLER ; et l'intersection de ces deux régimes qui correspond au développement ultime de la FPZ, caractérisé par une longueur de fissure critique (Δa_c). Cette courbe-R est propre à chaque mode de fissuration, elle peut être considérée comme une propriété du matériau. Une expression théorique de la courbe-R a été proposée par Morel [10] (équation 2.2) et reprise par d'autres études [51, 42]. Elle considère deux domaines délimités par la longueur de fissure critique (Δa_c). L'un représente l'endommagement du matériau au niveau énergétique pour une cinématique donnée, l'autre, l'extension de fissure à énergie constante. Cette expression nécessite la détermination de trois paramètres, le taux de restitution d'énergie critique (G_{Rc_i}), la longueur de fissure critique (Δa_{c_i}) et le facteur de puissance (β_i) correspondant au régime transitoire. La courbe-R étant une propriété du matériau, les paramètres mentionnés sont à considérer.

$$G_{R_i}(a) = \begin{cases} \frac{G_{Rc_i}}{\Delta a_{c_i}^{\beta_i}} \Delta a^{\beta_i} \;\; si \;\; \Delta a < \Delta a_{c_i} \\ G_{Rc_i} \;\; si \;\; \Delta a \geq \Delta a_{c_i} \end{cases} \tag{2.2}$$

Pour conclure, la différence entre la considération purement fragile et la considération quasi-fragile d'un matériau est représentée par la zone grise sur la figure 2.4,

et illustre en quoi cette considération peut amener à une surestimation de la résistance à la propagation de fissure de ce dernier. En effet, cette zone schématise l'énergie mécanique supplémentaire qu'une approche purement fragile attribue à la propagation d'une fissure équivalente de longueur Δa_c, par rapport à une approche quasi-fragile.

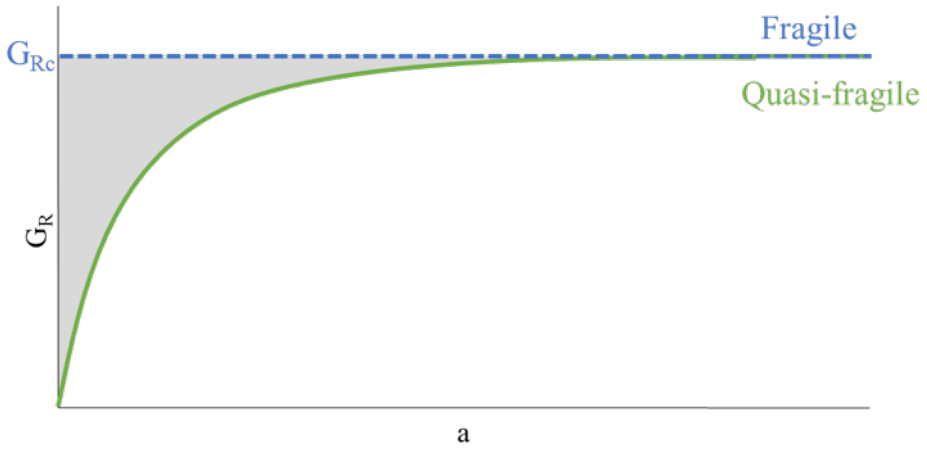


FIGURE 2.4 – Illustration de la différence entre la résistance à la propagation d'un matériau quasi-fragile ($G_R(a)$) et celle d'un matériau purement fragile (G_{Rc})

2.2.2 Fissuration en mode mixte

La propagation en mode mixte (mode I et mode II)

Comme on a pu le voir précédemment (partie 1.1.3), il existe différents modes de fissuration qui sont induits par différents types de déplacements. Ainsi, dans le cas des poutres soumises au fendage (propagation selon L), le mode I est généré par les déplacements en traction perpendiculaire au fil du bois, direction selon laquelle le bois est le moins résistant. Il s'agit également du mode de propagation qui nécessite le moins d'énergie pour se propager. Le mode II, lui, est induit par des déplacements en cisaillement présents le long du fil du bois. Ce mode de propagation est beaucoup plus énergétique que le mode I. Par exemple, pour l'épicéa, Phan *et al.*, qui ont réalisé une campagne expérimentale sur des éprouvettes MMB en mode mixte [13], trouvent un taux de restitution d'énergie critique pour le mode II (G_{RIIc}) 3,4 fois supérieur à celui du mode I (G_{RIc}). Ainsi, la résistance ultime d'un composant va dépendre du

degré de mixité des modes de propagation. Dans le cas des poutres entaillées, des études récentes [52, 1] ont montré, à l'aide de techniques de corrélation d'images, la présence de déformations de traction perpendiculaire au fil, et de cisaillement en pointe de fissure.

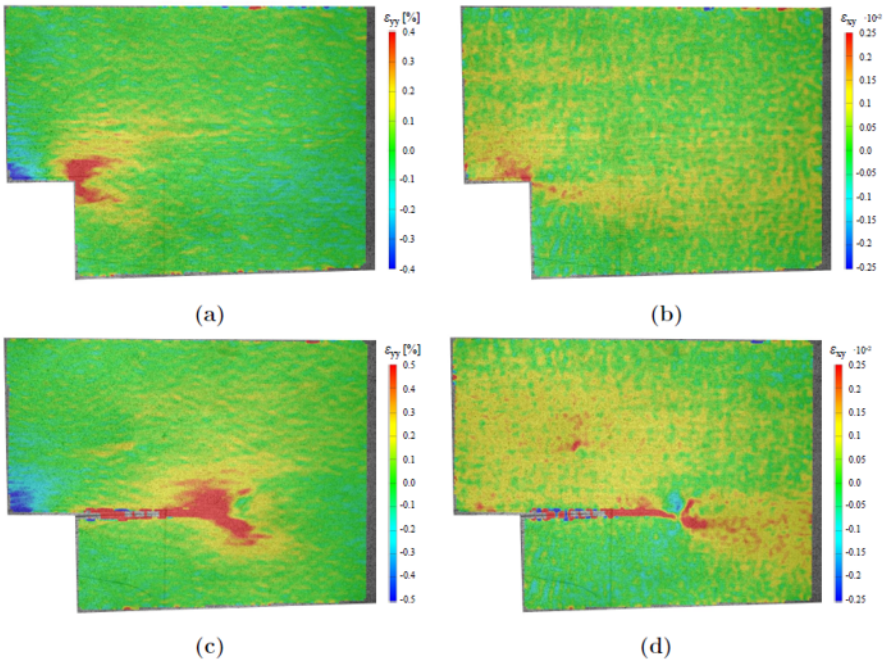


FIGURE 2.5 – Champs de déformations perpendiculaires au fil (a) : dans le domaine élastique et (c) : avant la rupture ultime de la poutre. Champs de déformations de cisaillement (b) : dans le domaine élastique et (d) : avant la rupture ultime de la poutre [1]

En effet, la visualisation des champs de déformations perpendiculaires au fil du bois (ϵ_{yy}) et de cisaillement (ϵ_{xy}), à l'initiation de la fissure (Figure 2.5 (a) et (b)), et juste avant la rupture ultime de la poutre (Figure 2.5 (c) et (d)), montre la prédominance des déformations transverses au fil du bois lors de l'initiation de fissure, que l'on peut attribuer au mode I. Elles sont combinées à l'augmentation progressive du cisaillement en pointe de fissure, attribuable au mode II. Ces observations confirment l'importance de considérer la mixité des modes de fissuration pour prédire la résistance des poutres entaillées.

Considérations théoriques

La zone endommagée en amont de la pointe de fissure (FPZ) se compose de micro-fissurations et de pontages de fibres. Or des essais de caractérisation des courbes-R réalisés en mode I et II purs ont montré que la longueur de fissure critique en mode I pur (Δa_{c_I}) peut-être différente de celle obtenue en mode II pur ($\Delta a_{c_{II}}$) [13]. La forme de la FPZ n'est donc pas forcément la même selon la cinématique de propagation rencontrée, ce qui laisse supposer que, dans le cas d'une propagation de fissure en mode mixte, la répartition des mécanismes de fissuration à l'origine du développement de la FPZ dépend du ratio de mixité (mode I et mode II) (G_I/G_{II}). Ce ratio peut évoluer le long du chemin de fissure potentiel et est donc dépendant de la longueur de fissure (a), ce qui oblige à tenir compte de l'ensemble de la courbe-R de chacun des modes pour déterminer une courbe-R en mode mixte caractéristique de l'élément considéré. Plusieurs études [13, 53, 54, 55] ont utilisé cette considération (Equation 2.3) pour décrire la fissuration et l'endommagement en mode mixte. Comme les courbes-R sont des caractéristiques du bois, la présente étude tend à intégrer ces fonctions dans une loi de mélange énergétique initialement prévue pour des taux de restitution d'énergie critique constants.

$$\left(\frac{G_I(a)}{G_{RI}(a)}\right)^p + \left(\frac{G_{II}(a)}{G_{RII}(a)}\right)^q = 1 \tag{2.3}$$

Ce critère peut être formulé de manière linéaire, quadratique ou semi-quadratique. En première approximation, le critère linéaire semble offrir la meilleure approche pour l'ensemble des ratios de mixité [13]. De plus, le traitement numérique est alors plus simple à mettre en place. Cependant, dans le cas d'une propagation de fissure en mode mixte, avec une forte prédominance pour l'un des modes de rupture, l'utilisation d'un critère semi-quadratique peut être envisagée, comme le montrent les travaux de Lartigau [55] sur les goujons-collés. Le choix du critère utilisé est discuté pour chacun des modèles développés dans les parties 2.3 et 2.4.

2.3 Modélisation sur poutres entaillées non-renforcées

Cette partie détaille l'architecture du modèle proposé pour le dimensionnement des poutres non-renforcées soumises au fendage. L'approche proposée est représentée

par la figure 2.6. Elle se décompose en deux blocs, un calcul par éléments finis réalisé sur CAST3M, et un post-traitement réalisé sur le logiciel Python, qui permet d'obtenir la courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictive du composant dimensionné et donc la résistance ultime.

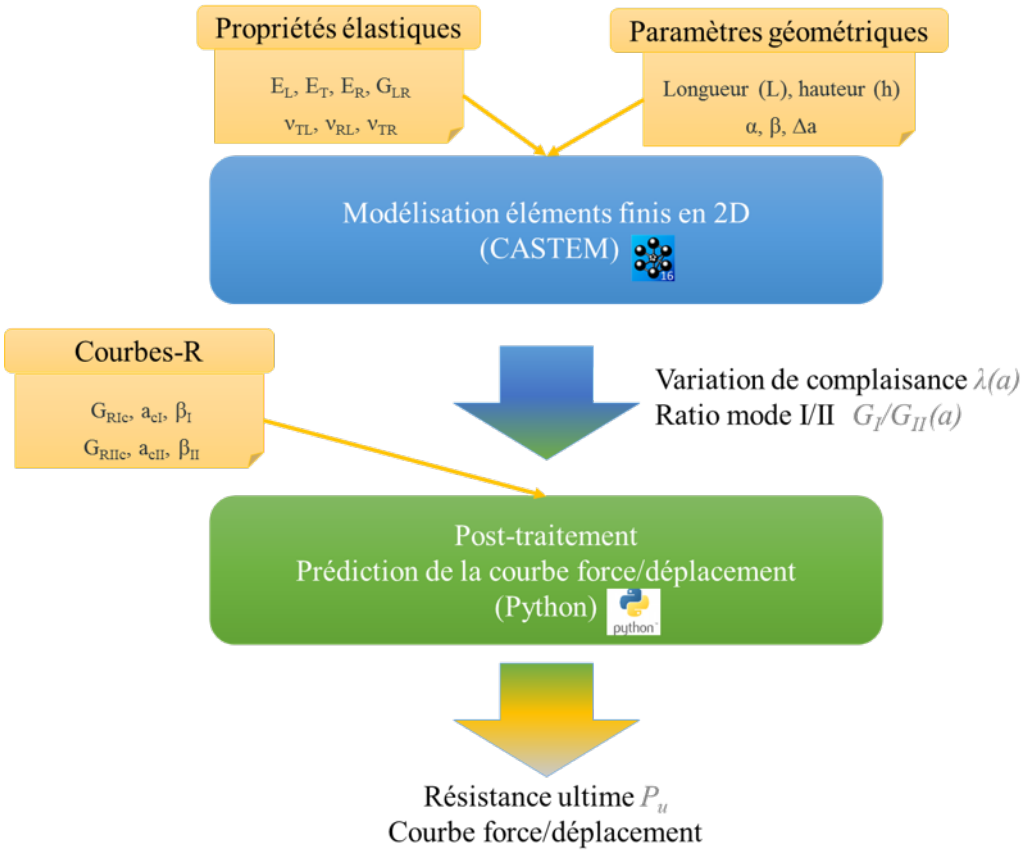


FIGURE 2.6 – Architecture du modèle de prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées non-renforcées

2.3.1 Modèle éléments finis 2D

L'un des objectifs du modèle développé sur CAST3M est de déterminer l'évolution du taux de restitution d'énergie en fonction de la longueur de fissure ($G(a)$) selon la géométrie et les propriétés élastiques de l'élément considéré. Ce taux est obtenu, dans les hypothèses de la MLER_{eq}, par l'équation 2.4, qui utilise la variation de complaisance (λ) induite par une extension de fissure da.

$$G(a) = \frac{P^2}{2b}\frac{d\lambda(a)}{da} \tag{2.4}$$

Avec

— P : charge en N,

— b : largeur de la poutre en m,

— a : la longueur de fissure en m,

— $\lambda(a)$: la variation de complaisance de la poutre en fonction de a en m/N.

Le modèle développé se base sur deux hypothèses principales. La première concerne le chemin de fissure dans la poutre. En effet, ce modèle est prévu pour le dimensionnement des poutres soumises au fendage, ce qui implique que la fissure se propage le long du fil du bois. Celui-ci est souvent idéalisé comme étant parallèle à la longueur de la poutre. De plus, dans le cas des poutres étudiées, les zones de concentration de contraintes à l'origine de l'initiation de la fissure sont connues et localisées en fond d'entaille ou au niveau des réservations (voir figure 1.2 dans le chapitre 1). De ce fait, le chemin que va suivre la fissure peut être idéalisé.

La seconde hypothèse concerne la cinématique de propagation. Ainsi, bien que la propagation en mode mixte soit prise en compte par le modèle, il est supposé que la propagation du front de fissure est identique dans toute la largeur de la poutre et perpendiculaire à la propagation longitudinale ; la longueur de fissure au milieu de celle-ci est donc la même que sur ses rives. De ce fait, aucune propagation de fissure hors plan n'est considérée, et le mode III de propagation est négligé. Cette hypothèse reste certainement très discutable, surtout dans le cas des poutres renforcées où le renforcement n'influence pas forcément les mécanismes de propagation dans toute la largeur de la poutre, comme l'a observé Coureau [43] avec le renforcement externe par plaques. Elle permet, cependant, de réaliser une modélisation en 2D en déformations planes, ce qui diminue fortement le temps de calcul. Cette modélisation fournit la variation de complaisance (λ) en fonction de a, mais également la répartition de la propagation de fissure selon les modes I et II.

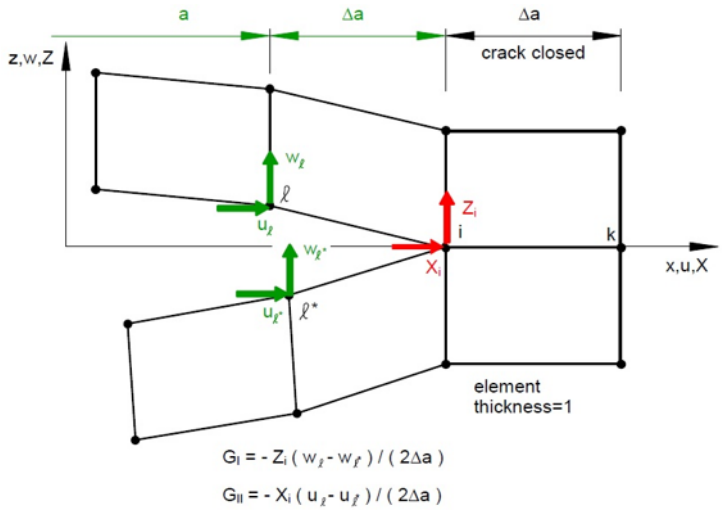


FIGURE 2.7 – Illustration du principe de la VCCT, où $Z_i(w_l - w_{l^*})$ correspond à l'énergie de cohésion verticale, et où $X_i(u_l - u_{l^*})$ correspond à l'énergie de cohésion locale horizontale [11]

La méthode choisie pour découpler les modes de propagation est la *Virtual Crack Closure Technique (VCCT)* proposée par Krueger [11], qui ne peut être utilisée que si le chemin de fissure est connu. La *VCCT* considère que l'énergie nécessaire à l'ouverture d'une fissure (décohésion de la matière) correspond à celle qui permet de la maintenir fermée (cohésion de la matière). Dans ce cas, il est possible de déterminer le travail local des efforts qui maintiennent cette cohésion en pointe de fissure, appelé énergie locale de cohésion (W_c). Pour une modélisation 2D, cette énergie peut être séparée en deux :

— le travail vertical, à l'origine de la propagation en mode I,

— le travail horizontal, à l'origine de la propagation en mode II.

En considérant un incrément de fissure (da) suffisamment petit, il est alors possible d'obtenir le taux de restitution d'énergie en mode I (G_I) et en mode II (G_{II}), comme cela est présenté sur la figure 2.7, le taux de restitution d'énergie en mode mixte (G_{VCCT}) étant alors égal à la somme de G_I et G_{II} (Equation 2.5).

$$G_{VCCT}(a) = G_I(a) + G_{II}(a) \tag{2.5}$$

Pour obtenir le travail local comme présenté sur la figure 2.7, un chemin de fissure doit au préalable être créé avec des noeuds en vis à vis de chaque côté de ce dernier (l et l^* sur la figure par exemple) : ces noeuds seront ensuite séparés progressivement

au cours du calcul, par pas égal à da.

Cette méthode est très dépendante du maillage utilisé. En effet, la valeur de l'incrément de fissure (da) doit être suffisamment petite pour assurer que les valeurs de $G_I(a)$ et $G_{II}(a)$ déterminées correspondent bien aux mécanismes localisés en pointe de fissure. Pour cela une étude de convergence, ayant pour critère $G_{VCCT}(a)$, a été menée, et dans le cas d'éléments finis rectangulaires (QUA8), un incrément de fissure (da) de 1 mm permet d'assurer la convergence pour des poutres de petites (690 mm de long) et grandes dimensions (4m de long).

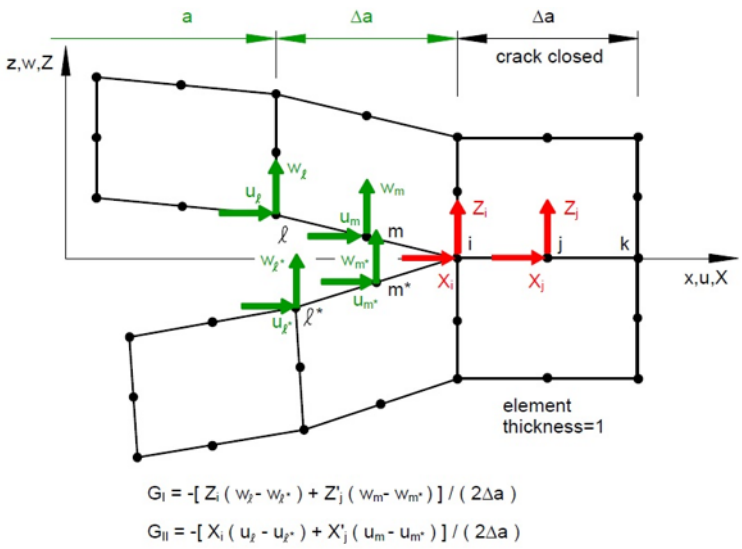


FIGURE 2.8 – Illustration du principe de la VCCT avec des éléments finis à intégration du second degré [11]

L'utilisation d'éléments finis à intégration du second degré permet de lisser l'évolution de $G_{VCCT}(a)$ en faisant la moyenne de deux efforts locaux par direction au lieu de ne prendre qu'une seule valeur, comme le montre la figure 2.8, tout en évitant de densifier encore plus le maillage. Afin de vérifier la validité de cette méthode au niveau du modèle numérique utilisé, une comparaison entre le taux de restitution d'énergie obtenu via la méthode de la complaisance (G_{comp}) et celui obtenu via la VCCT (G_{VCCT}) est réalisée (Figure 2.9). Dans l'exemple proposé, on observe alors un écart d'environ 2% entre les deux méthodes, avec un pic à 4% sur les premiers millimètres de fissure. L'utilisation de la VCCT étant validée, l'évolution du ratio G_I/G_{II} le long du chemin de fissure peut être déterminé selon la longueur de fissure a. La part de chacun des modes de propagation (G_I/G_{VCCT} et G_{II}/G_{VCCT}) dans les

phénomènes de propagation de fissure globale (Figure 2.10) permet alors de décrire l'évolution de la cinétique de propagation.

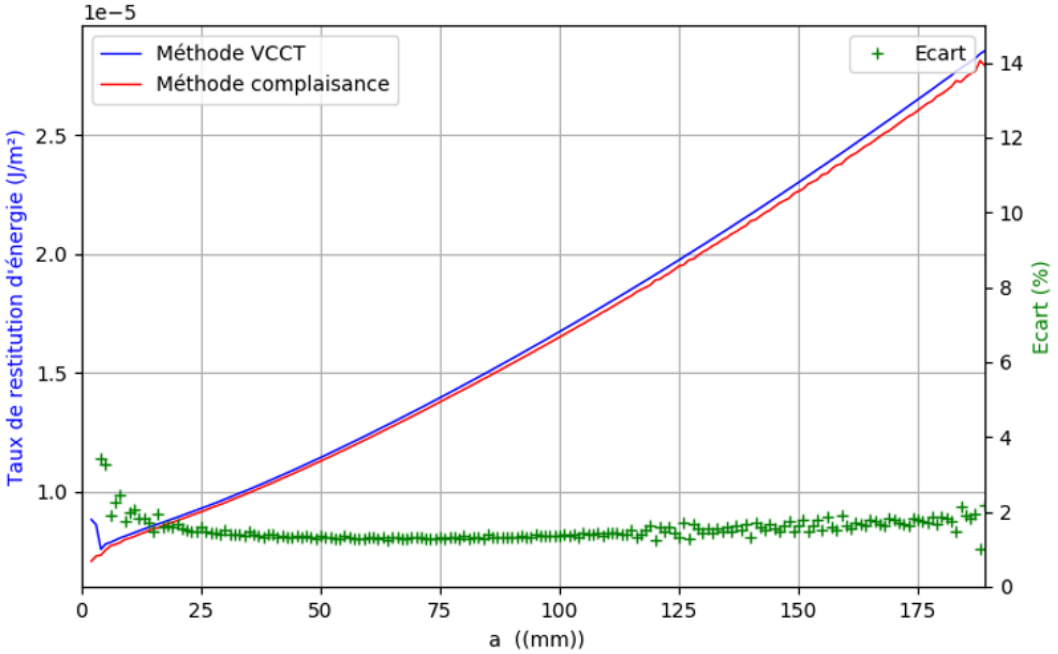


FIGURE 2.9 – Comparaison de la méthode complaisance et de la méthode VCCT pour une poutre de 1 m de long, 168 mm de haut et 89 mm de largeur, avec des coefficients d'entaille $\alpha = 0,5$ et $\beta = 0,6$ (**FEN1M**)

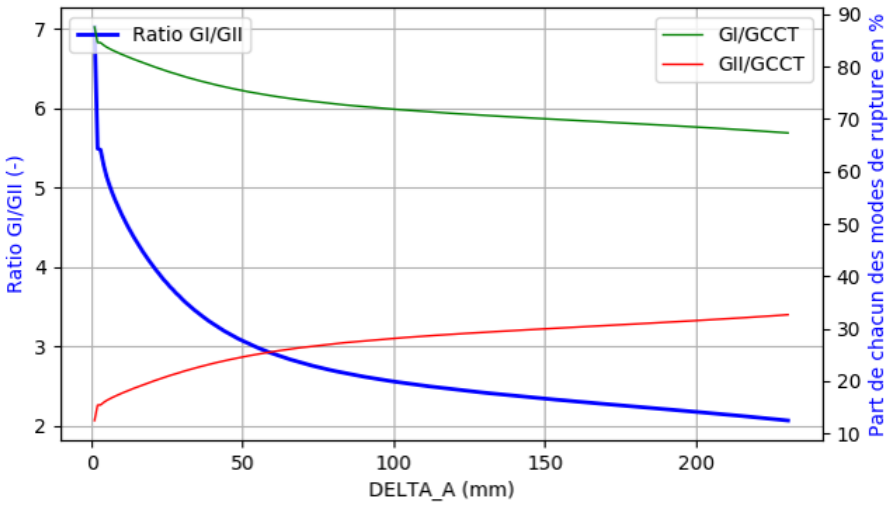


FIGURE 2.10 – Evolution de la répartition des modes de propagation en fonction de la longueur de fissure, selon la VCCT, pour une poutre entaillée de type **FEN1M**

2.3.2 Post-traitement

Prise en compte de la mixité des modes

Afin d'obtenir la courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictive d'un élément, il faut dans un premier temps déterminer sa courbe-R critique ($G_R^*(a)$). Dans le cas d'une fissuration en mode mixte, cette dernière s'obtient à partir des courbes-R en modes I ($G_{R_I}(a)$) et II ($G_{R_{II}}(a)$) purs. Il est également nécessaire de connaître la part respective de ces modes ($G_I/G_{VCCT}(a)$ et $G_{II}/G_{VCCT}(a)$) dans le taux de restitution d'énergie totale ($G_{VCCT}(a)$) en fonction de la longueur de fissure a, afin d'estimer la résistance à la propagation de fissure de l'élément ($G_R^*(a)$) à l'aide de l'équation 2.6.

$$R_1(a) = \frac{G_I(a)}{G_{VCCT}(a)} = \frac{G_{R_I}(a)}{G_R^*(a)} \ et \ R_2(a) = \frac{G_{II}(a)}{G_{VCCT}(a)} = \frac{G_{R_{II}}(a)}{G_R^*(a)} \tag{2.6}$$

Les ratios $R_1(a)$ et $R_2(a)$ étant obtenus à l'aide de la modélisation réalisée sur CAST3M, pour une géométrie et des propriétés élastiques données (Figure 2.10), il est possible d'utiliser le critère de mixité (Equation 2.3), en prenant en compte les courbes-R des modes purs ($G_{R_I}(a)$ et $G_{R_{II}}(a)$) et leur ratio énergétique (Equation 2.6). Dans le cas d'un critère de mixité linéaire, cette dernière s'obtient via l'équation 2.7.

$$G_R^*(a) = \frac{1}{f_I(a) + f_{II}(a)} \tag{2.7}$$

$$avec : f_I(a) = \frac{G_I(a)/G_{VCCT}(a)}{G_{RI}(a)} \ et \ f_{II}(a) = \frac{G_{II}(a)/G_{VCCT}(a)}{G_{RII}(a)}$$

Toutefois, dans le cas des poutres entaillées non-renforcées, le mode I étant prépondérant sur le mode II (Figure 2.10), un critère semi-quadratique peut offrir une meilleure approche des mécanismes de rupture, comme dans les travaux de Lartigau [55]. Dans ce cas, la courbe-R caractéristique est déterminée par l'équation 2.8.

$$G_R^*(a) = \frac{\sqrt{f_I^2(a) + 4f_{II}^2(a)} - f_I(a)}{2f_{II}^2(a)} \tag{2.8}$$

Un exemple de courbe-R critique, obtenue selon les deux critères de mixité pour une poutre entaillée de 4m de long, de 495mm de haut, de 115mm de large, et ayant des coefficients d'entaille $\alpha = 0,66$ et $\beta = 0,6$, en épicéa (poutre ***FEN4M066***), est présenté figure 2.11.

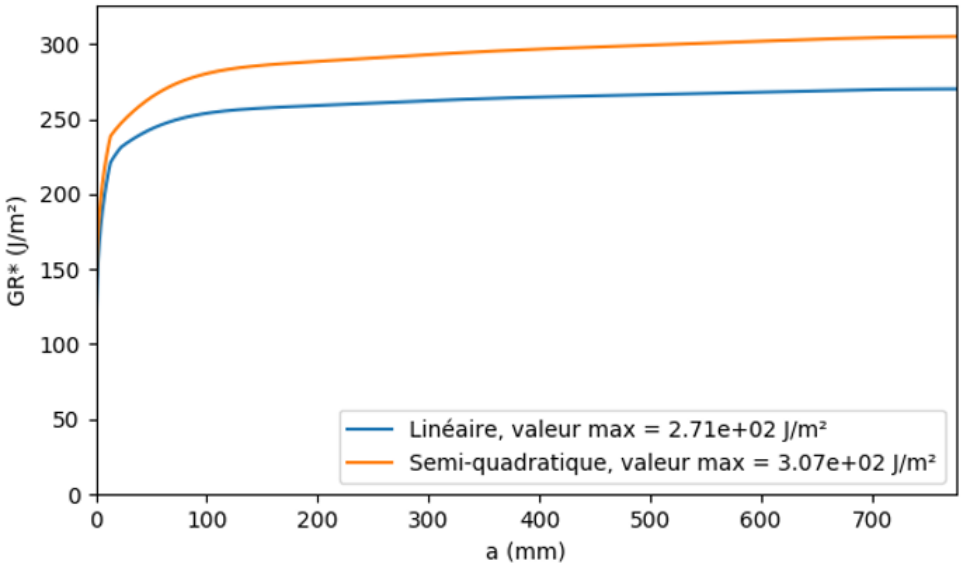


FIGURE 2.11 – Exemple de courbe-R caractéristique obtenue via un critère de mixité linéaire (bleu) et semi-quadratique (orange) pour une poutre de type ***FEN4M066***

Une augmentation maximale de 13% de la résistance à la propagation de fissure est constatée en considérant un critère de mixité semi-quadratique au lieu d'un critère linéaire. Cependant, la différence entre ces deux courbes-R est à relativiser avec la longueur de fissure correspondant à la résistance ultime de l'élément considéré (a_u). En effet, la rupture de la poutre peut intervenir au cours du développement de la FPZ, pour une longueur de fissure courte. Or la figure 2.11 montre que, plus la longueur de fissure est petite, plus l'écart entre les courbes-R critique est faible. Par exemple pour une longueur de fissure de 20 mm l'augmentation observée est seulement de 7%. Ainsi, seule la comparaison entre les deux courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives pourra déterminer si l'utilisation d'un critère semi-quadratique est nécessaire. Elle montre que dans le cas des poutres **FEN4M066** la différence au pic de charge entre les deux critères est uniquement de 3% (Figure 2.12). Il ne semble donc pas nécessaire d'utiliser un critère de mixité semi-quadratique pour le dimensionnement des poutres entaillées non-renforcées, d'autant plus que celui-ci n'est plus aussi performant dès lors que la part du mode II augmente dans les mécanismes de propagation de fissure. Dans la suite, par souci de simplification, seul le critère linéaire sera considéré.

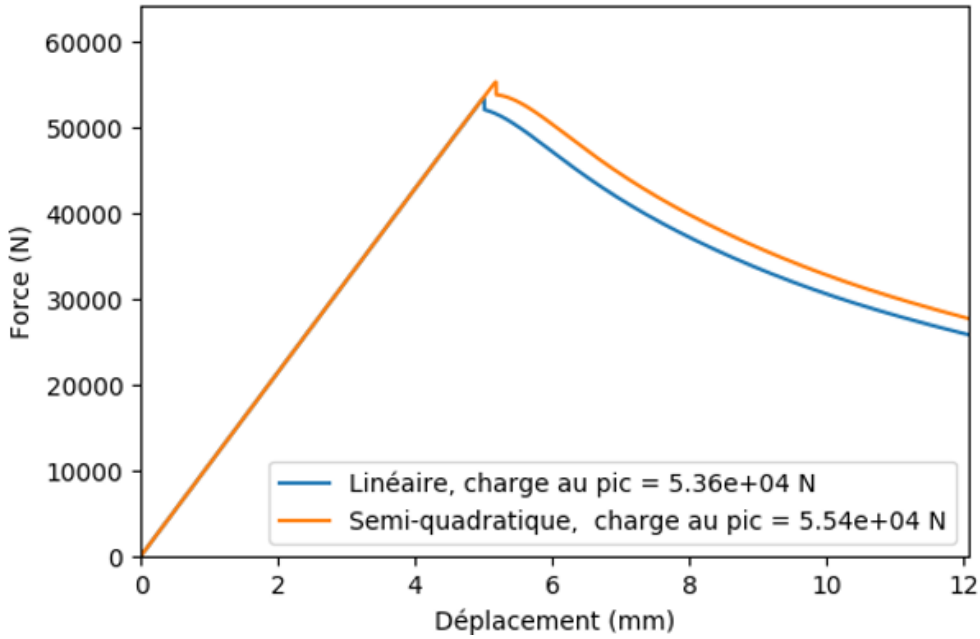


FIGURE 2.12 – Exemple de courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) déterminée par le modèle selon un critère de mixité linéaire (bleu) et semi-quadratique (orange), pour une poutre de type ***FEN4M066***

La courbe-R critique ($G_R^*(a)$) comprend à elle seule la mixité des modes de propagation, dépendante de la géométrie et des propriétés du matériau (propriétés élastiques et courbes-R).

Détermination de la courbe force/déplacement prédictive

La courbe-R critique ($G_R^*(a)$) représente la résistance à la propagation de fissure de l'élément considéré (endommagement et fissuration). Or la propagation d'une fissure dans un élément implique que le taux de restitution d'énergie ($G(a)$), que l'on obtient grâce à l'équation 2.4, soit supérieur ou égal à la résistance à la propagation de fissure de cet élément (Equation 2.9), ce qui justifie également les relations de l'équation 2.6.

$$G(a) \geq G_R^*(a) \tag{2.9}$$

Dans le cas d'une prédiction, ce critère devient une égalité, et les équations 2.4 et 2.9 aboutissent à l'équation 2.10, qui donne la valeur de la charge critique de

propagation en fonction de la longueur de fissure ($P_c(a)$).

$$P_c(a) = \sqrt{\frac{2bG_R^*(a)}{\lambda'(a)}} \tag{2.10}$$

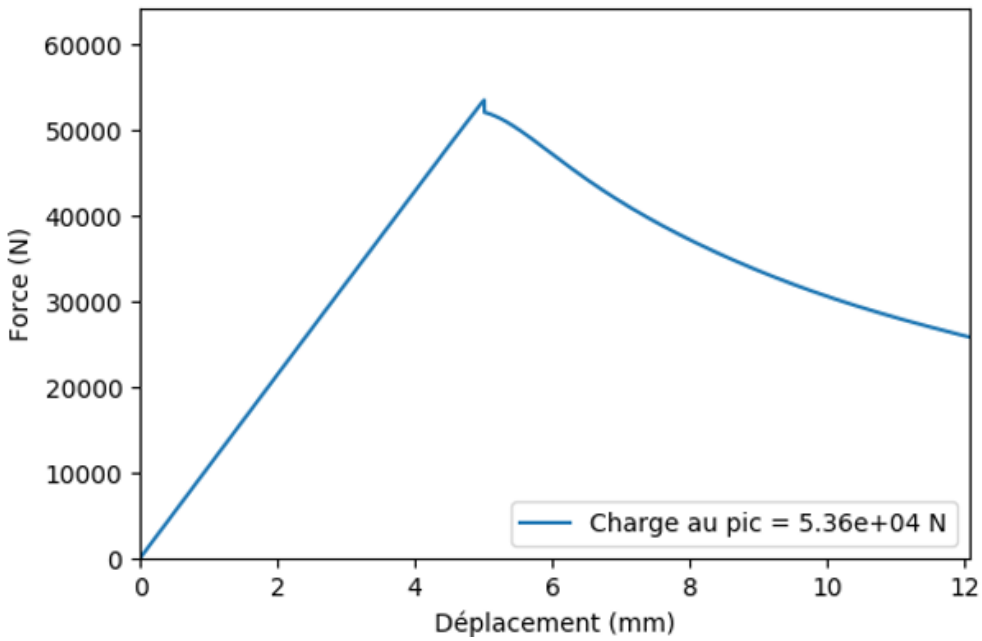


FIGURE 2.13 – Exemple de courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) déterminée par le modèle, pour une poutre de type **FEN4M066**

De plus, l'évolution de la complaisance en fonction de la longueur de fissure ($\lambda(a)$) étant connue, il est également possible de prédire le déplacement critique de propagation ($\delta_c(a)$) (Equation 2.11).

$$\delta_c(a) = \lambda(a) \times P_c(a) \tag{2.11}$$

Au final, la courbe force/déplacement (flèche sous l'application de la force) peut être déterminée (Figure 2.13), ce qui offre plus d'informations sur le comportement de l'élement que la seule résistance ultime (P_u). Il est nécessaire néanmoins de s'assurer que le maximum de la fonction $P_c(a)$ obtenue correspond bien à la résistance ultime de l'élément considéré (P_u) au sens de la MLER_{eq}.

$$max(P(a)) = P(a_u) = P_u \tag{2.12}$$

Ceci est le cas si l'équation 2.12 est vérifiée, avec a_u qui est déterminé par l'équation 2.13.

$$\frac{G_R^{*\prime}(a_u)}{G_R^*(a_u)} = \frac{G'_{VCCT}(a_u)}{G_{VCCT}(a_u)} \tag{2.13}$$

Cette dernière permet de vérifier deux conditions qui doivent être respectées au pic de charge, la première étant que la résistance à la propagation soit égale au taux de restitution d'énergie ($G_R^*(a_u) = G_{VCCT}(a_u)$), et la seconde que leurs dérivées respectives soient également égales ($G_R^{*'}(a_u) = G'_{VCCT}(a_u)$).

Apports de la méthode

Actuellement, le dimensionnement des poutres entaillées non-renforcées proposé par les Eurocodes 5 se base sur l'expression de Gustafsson (Chapitre 1). Celle-ci propose une méthode analytique issue de la théorie des poutres et de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture (MLER), qui considèrent un comportement élastique et purement fragile du bois. Seule la propagation de fissure en mode I est considérée dans cette expression. Le modèle présenté ici se base au contraire sur une modélisation par éléments finis. Il considère la quasi-fragilité du matériau énergétiquement, à l'aide de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture équivalente ($\mathrm{MLER_{eq}}$), et la mixité en mode I et II. Afin d'illustrer l'apport du modèle par rapport à l'approche de Gustafsson, des comparaisons entre différentes modélisations d'une poutre en pin maritime d'une longueur de 700mm, d'une hauteur de 114mm et d'une largeur de 42mm, avec des paramètres d'entaille $\alpha = 0{,}5$ et $\beta = 0{,}6$ (**FENA05**) (Figure 1.4), sont présentées sur la figure 2.14. Ce type de poutre est choisi car la quasi-fragilité du matériau y est particulièrement observable. L'objectif étant ici uniquement d'illustrer des différences obtenues. Les paramètres utilisés dans ces modélisations sont explicités dans le chapitre 4, qui compare les prédictions du modèle à des résultats expérimentaux.

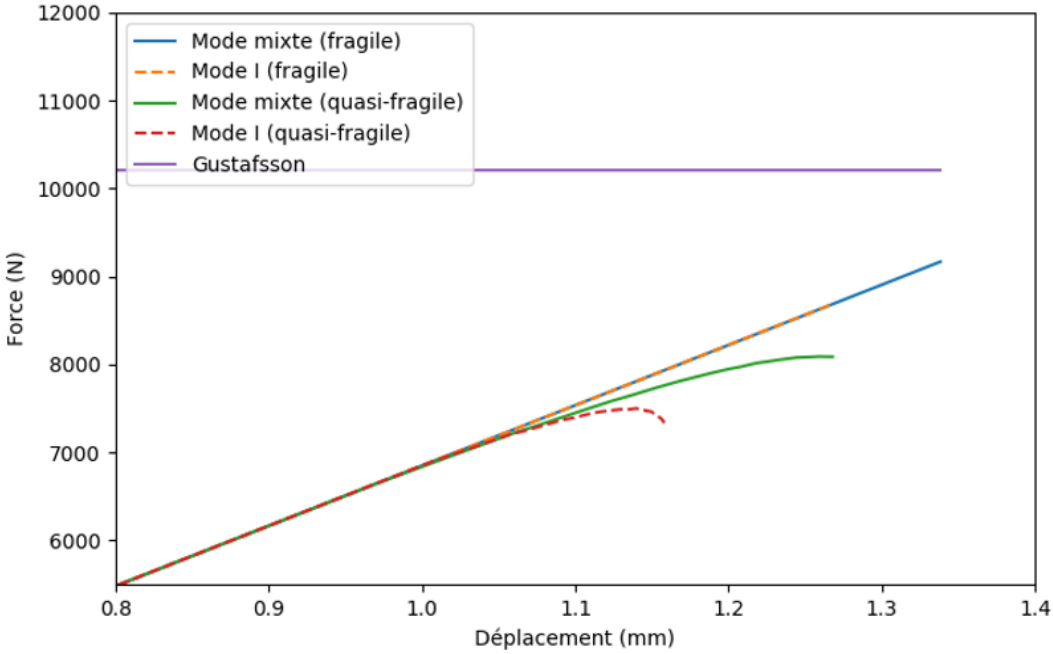


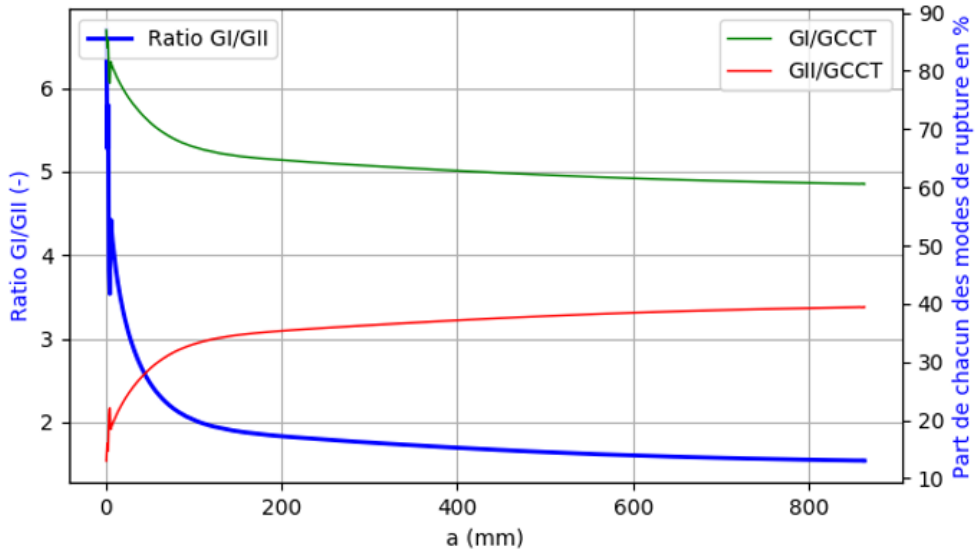
FIGURE 2.14 – Comparaison des courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives obtenues selon différentes considérations sur la propagation de fissure pour une poutre en pin maritime (**FENA05**)

L'expression de Gustafsson est calculée avec les mêmes propriétés élastiques et le même taux de restitution d'énergie critique ($G_{I,c} = 500J/m^2$) que l'approche fragile en mode I (courbe orange en pointillés sur la figure 2.14). La différence de résistance ultime entre ces deux approches (environ 14%) est donc uniquement due à la modélisation par éléments finis, qui permet de mieux prendre en compte les conditions limites appliquées que la théorie des poutres, et offre une prédiction plus précise. La courbe orange correspond donc à la courbe de référence qui permet d'évaluer l'impact des différentes approches.

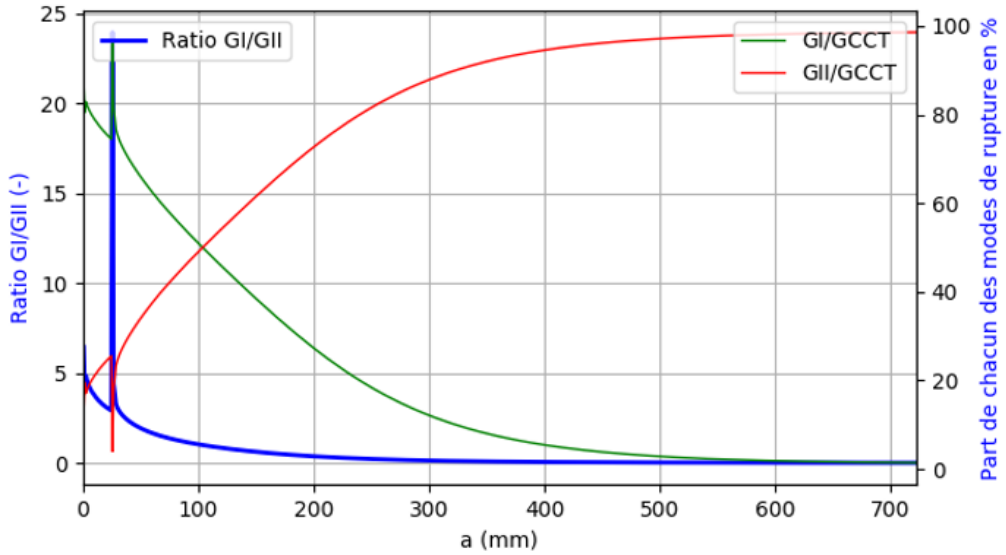
Ainsi, en comparant l'approche fragile et quasi-fragile (courbe rouge en pointillés sur la figure 2.14) en mode I, on observe que la prise en compte de la quasi-fragilité (via les paramètre G_{Rc_I}, Δa_{c_I} et β_I) augmente la sécurité de la prédiction de la résistance ultime de la poutre en diminuant d'environ 14% sa valeur. En effet, comme cela a été présenté sur la figure 2.4, l'approche purement fragile considère une résistance à la propagation de fissure ($G_R(a)$) supérieure à l'approche quasi-fragile pendant tout le temps du développement de la FPZ.

La comparaison des approches fragiles en mode I et en mode mixte (courbe bleue sur la figure 2.14) montre que ce dernier augmente la valeur de la résistance ultime prédite par le modèle (augmentation d'environ 3%). En effet, le mode II nécessitant plus d'énergie que le mode I pour propager une fissure, sa prise en compte dans les mécanismes de fissuration va augmenter la résistance à la propagation ($G_R(a)$) prédite.

La prise en compte de la quasi-fragilité du matériau et de la propagation en mode mixte (courbe verte sur la figure 2.14) donne une prédiction de la résistance ultime qui reste inférieure (d'environ 8%) à celle de la courbe de référence (pointillés orange). La méthode proposée semble plus sécuritaire (d'environ 25%) que l'expression de Gustafsson, et pose donc la question de la surestimation de la résistance ultime des poutres par la méthode de dimensionnement actuellement utilisée par les Eurocodes 5. De plus, la prise en compte de la mixité des modes de propagation permet de dimensionner plus précisément un grand nombre de poutres de géométries différentes. En effet, comme le montre la figure2.15, les mécanismes d'endommagement et de fissuration, pilotés par la traction transverse (mode I) et le cisaillement (mode II), sont fortement liés à la hauteur de l'épaulement ($\alpha.h$). Ce phénomène avait été identifié indirectement par la DIN 1052 de 1988 [25] qui considérait deux domaines différents sur α pour le calcul du coefficient k_a (Equation 1.9). L'expression de Gustafsson, elle, ne considère que les mécanismes liés à la traction transverse. La méthode développée ici, propose donc un dimensionnement plus homogène que celui de Gustafsson, et peut permettre d'identifier les géométries d'entaille (décrites par α et β) pour lesquelles le cisaillement pilote la propagation de fissure de la poutre.



(a)



(b)

FIGURE 2.15 – Evolution de la répartition des modes de rupture pour deux formes d'entaille différentes,(a) : $\beta = 0,6$, $\alpha = 0,5$, et (b) : $\beta = 0,6$, $\alpha = 0,9$

2.4 Modélisation sur poutres renforcées

L'architecture du modèle de dimensionnement des poutres renforcées (Figure 2.16) est sensiblement différent de celle des poutres non-renforcées (partie 2.3), car il est nécessaire d'ajouter des paramètres d'entrée liés au système de frettage présent

sur le chemin de fissure. Ceux-ci vont agir sur les mécanismes de fissuration, et donc sur la prédiction de la résistance ultime de l'élément dimensionné.

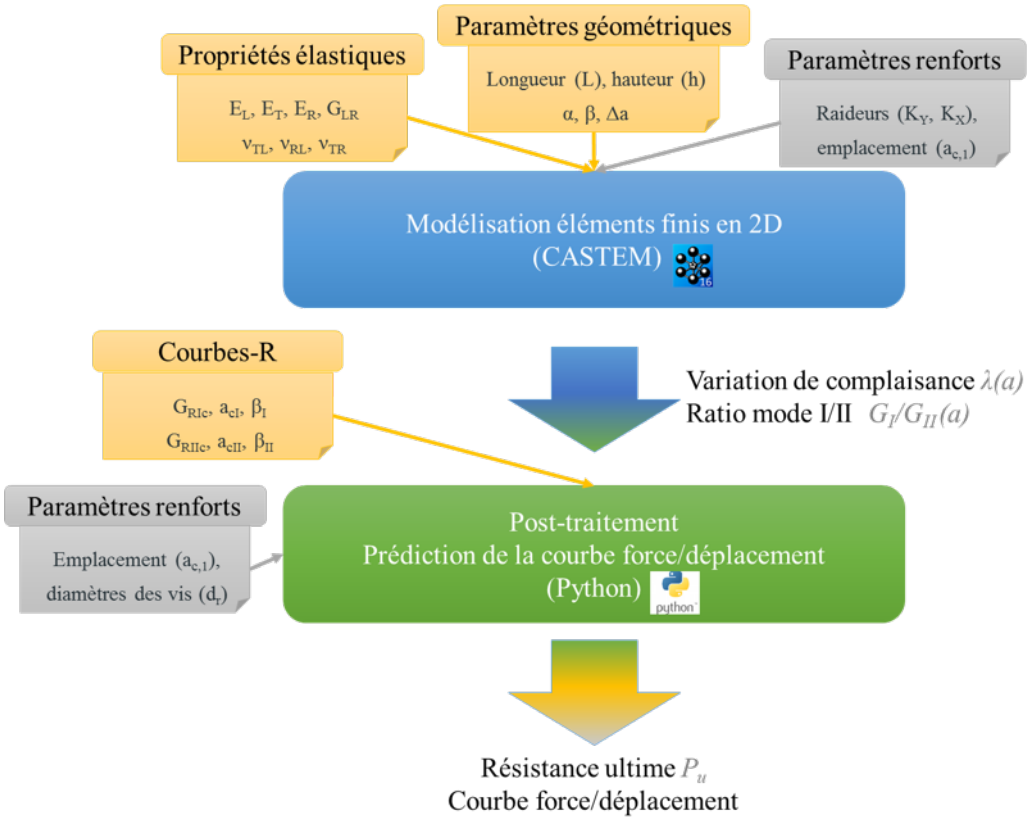


FIGURE 2.16 – Architecture du modèle de prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées renforcées

2.4.1 Modélisation éléments finis en 2D

Comme pour les éléments non-renforcées, les objectifs de la modélisation réalisée sur CAST3M sont de déterminer l'évolution du taux de restitution d'énergie en fonction de la longueur de fissure ($G(a)$), et de découpler la propagation de fissure selon les modes I ($G_I(a)$) et II ($G_{II}(a)$). Les deux modèles sont donc très similaires. Ainsi, les poutres considérées étant également soumises au fendage du bois, le chemin de fissure est supposé connu. De plus, en dehors d'une potentielle zone de singularité correspondant à l'emplacement des renforts, la propagation du front de fissure est supposée identique dans toute la largeur de la poutre. Il est alors possible de réaliser une modélisation en 2D en considérant l'hypothèse des déformations planes. L'effet

du frettage est donc uniformément réparti sur toute la largeur de la poutre. Les éléments finis utilisés sont également des éléments QUA8, et l'incrément de fissure *da* choisi est de 1 mm.

Cependant, la prise en compte des renforts peut entraîner des changements dans les mécanismes de fissuration. En effet, le frettage des poutres bloque localement l'ouverture des lèvres de la fissure [43, 1], mais n'empêche pas complètement le glissement entre les parties supérieure et inférieure (Figure 2.17), ce qui peut entraîner une bifurcation des modes de propagation (Figure 1.25).

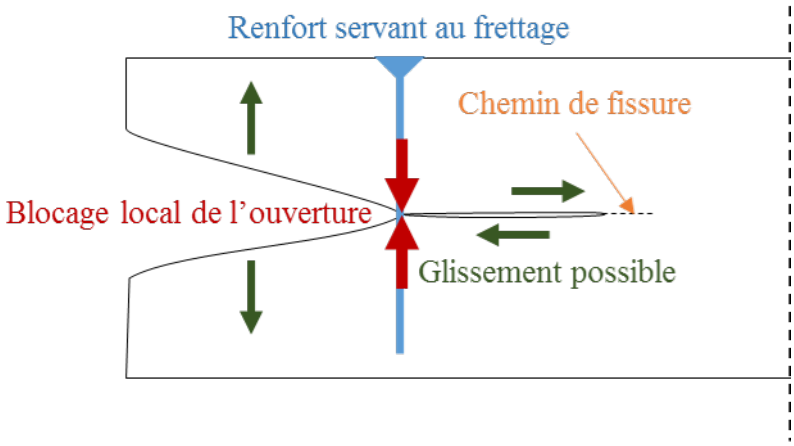


FIGURE 2.17 – Illustration du principe de frettage d'une fissure

La localisation ponctuelle des renforts utilisés laisse des zones par lesquelles la fissure peut se propager. La modélisation 2D ne permet donc pas de décrire les mécanismes agissant au niveau du frettage. Toutefois, afin de proposer un premier modèle de prédiction pour ce type de poutre, un blocage local de l'ouverture et du glissement de la fissure sera réalisé. Autrement dit, l'effet du système de renforcement est modélisé par la liaison parfaite des deux noeuds en vis à vis de chaque côté des lèvres de la fissure au niveau de l'axe du frettage (Figure 2.18), ce qui revient à considérer une raideur verticale (K_y) et une raideur horizontale (K_x) infinies.

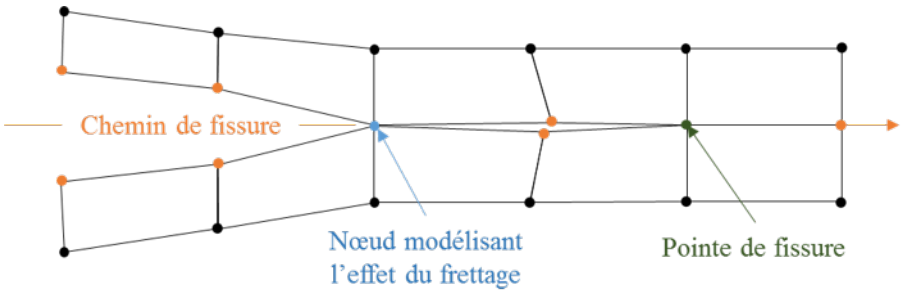
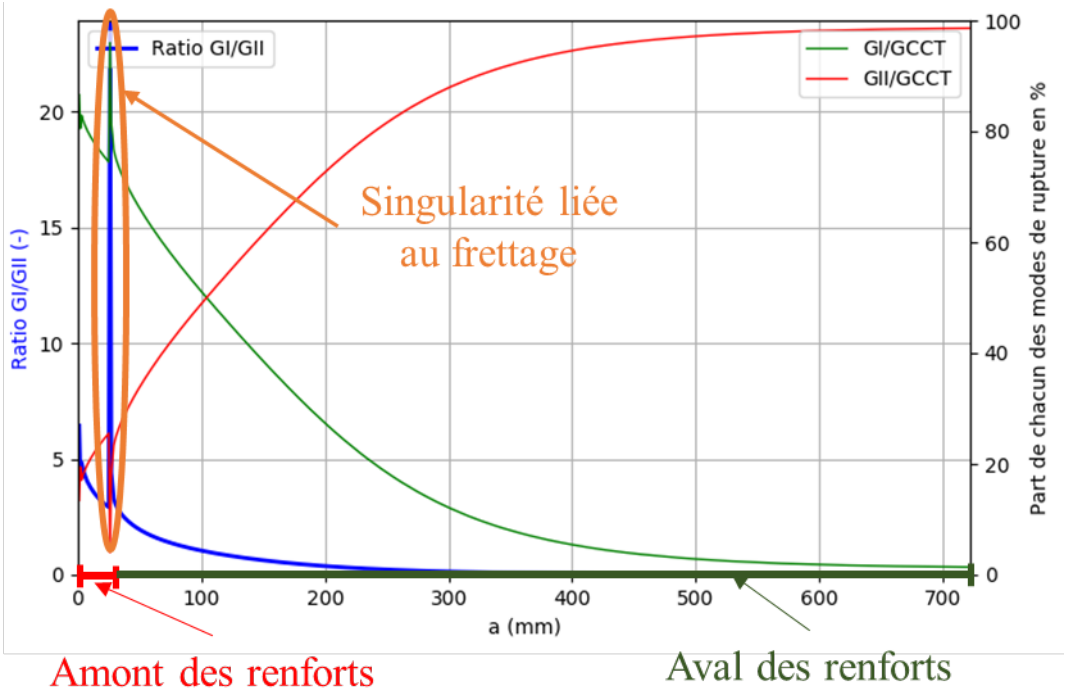


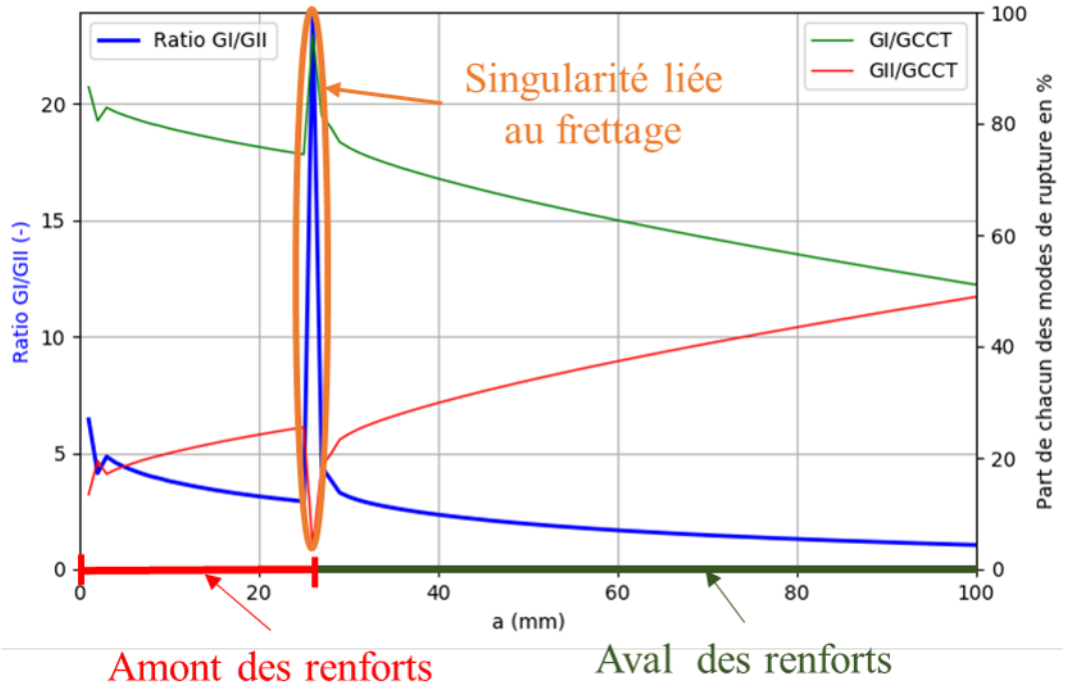
FIGURE 2.18 – Illustration du principe de la modélisation du système de renforcement

Ce choix de modélisation est à l'origine de la singularité observée dans le découplage des modes de propagation (Figure 2.19), qui est réalisé, comme pour le modèle sur les poutres non-renforcées, à l'aide de la *VCCT*. Cette singularité oblige à traiter l'ensemble des résultats en deux temps, avant et après le frettage.

Le modèle numérique montre que la présence des renforts entraîne une bifurcation des modes de rupture, comme cela a été observé par Jockwer [1], mais également que l'initiation de fissure s'effectue principalement en mode I, comme dans le cas des poutres non-renforcées. Ce phénomène avait été préalablement observé par Coureau [43], qui constate que l'initiation de fissure des poutres renforcées s'effectue à des niveaux de charge sensiblement identiques à ceux des poutres non-renforcées.



(a)



(b) Zoom sur les 100 premiers mm de fissure

FIGURE 2.19 – Répartition des modes de propagation de fissure en fonction de la longueur de fissure a ; exemple d'une poutre de type **FEN4M066** renforcée

2.4.2 Implémentation du critère énergétique en mode mixte

Courbe-R critique ($G_R^*(a)$)

Deux domaines de $G_R(a)$ distincts apparaissent donc en amont et en aval des renforts. La répartition des modes de propagation en amont des renforts, qui caractérise l'initiation de fissure, est identique à celle des poutres non-renforcées, comme le montre la figure 2.20 qui compare cette répartition entre une poutre renforcée et une non-renforcée sur les 25 premiers mm de fissure (les renforts étant situés à 25 mm du fond d'entaille de la poutre considérée).

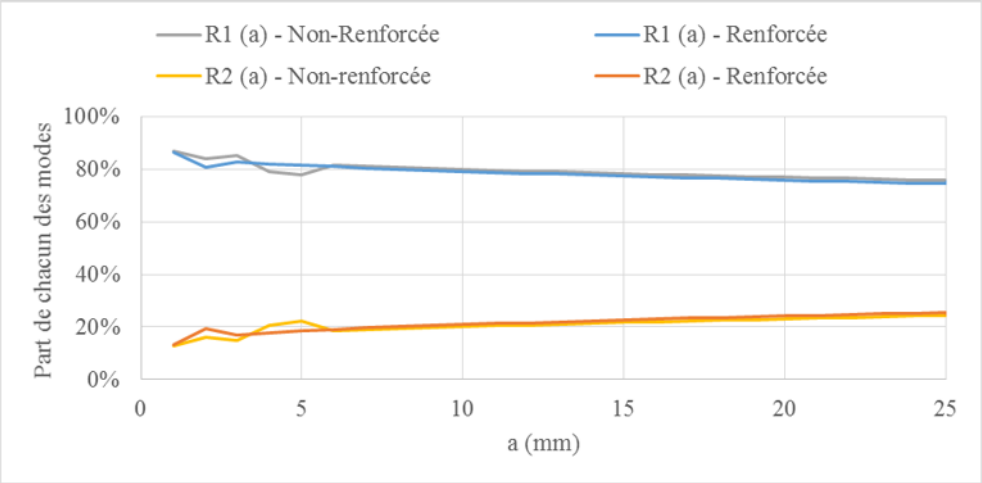


FIGURE 2.20 – Comparaison de la répartition des modes de propagation de fissure $R_1(a)$ et $R_2(a)$, entre poutre renforcée et non-renforcée en amont des renforts ; exemple d'une poutre de type **FEN4M066**

Ainsi, si la résistance ultime des poutres renforcées est atteinte avant que la fissure n'atteigne les renforts, elle peut-être estimée par le modèle sur les poutres sans renforts. Le comportement après les renforts, quant à lui, montre une évolution du ratio de mixité à l'origine de la propagation de fissure par rapport au cas non-renforcé (Figure 2.19) qui modifie la courbe-R critique ($G_R^*(a)$). Ainsi, dans le cas où la propagation de fissure dépasse les renforts, il est nécessaire de déterminer la courbe-R critique qui en résulte.

Il est nécessaire de réaliser une régression polynomiale, sur la partie en aval des renforts, sur $G_I(a)$ et $G_{II}(a)$, pour pouvoir déterminer $G_{VCCT}(a)$, ainsi que $R_1(a)$ et

$R_2(a)$. Cette méthode implique que la résistance ultime de la poutre renforcée considérée intervient uniquement pour une longueur de fissure supérieure à la distance entre les renforts et le fond de l'entaille. Les ratios $R_1(a)$ et $R_2(a)$ étant connus, il est possible de déterminer, à l'aide du critère de mixité (équation 2.3) et des courbes-R en modes purs ($G_{R_I}(a)$ et $G_{R_{II}}(a)$), la courbe-R critique ($G_R^*(a)$) de l'élément considéré. L'importance des modes de propagation l'un par rapport à l'autre évoluant fortement, l'expression de $G_R^*(a)$ est issue de l'équation 2.7. Un exemple de l'effet du frettage sur $G_R^*(a)$, dans le cadre des hypothèses considérées, pour une poutre entaillée de 4m de long, de 495 mm de haut, de 115 mm de large et ayant des coefficients d'entaille $\alpha = 0,66$ et $\beta = 0,6$, en épicéa (poutre ***FEN4M066*** est présenté sur la figure 2.21.

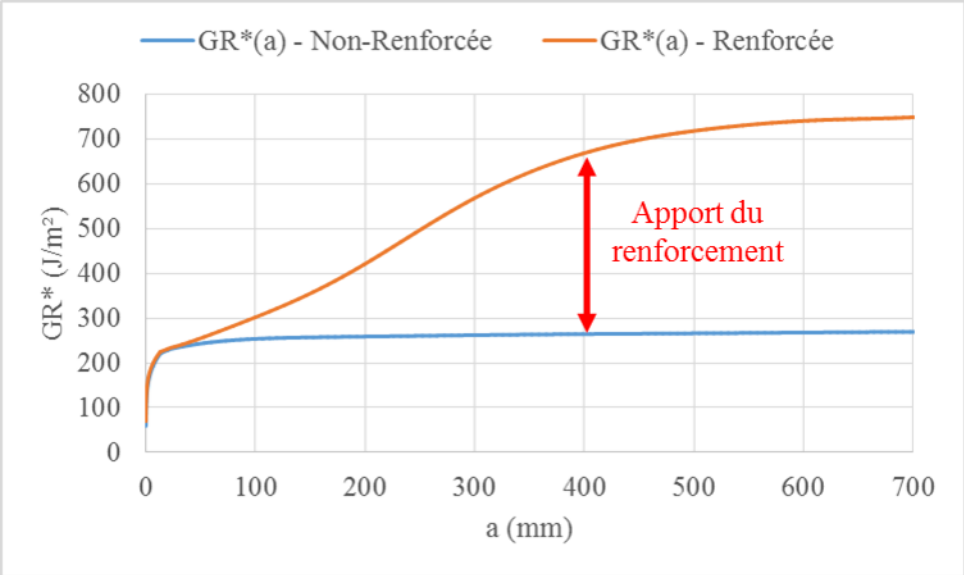


FIGURE 2.21 – Comparaison de la courbe-R critique ($G_R^*(a)$), d'une poutre de type **FEN4M066** avec et sans renfort

On remarque sur la figure 2.21 que la modélisation du système de renforcement entraîne une augmentation de la résistance à la propagation de fissure, allant jusqu'à environ trois fois celle de la poutre non-renforcée. Ainsi, dans le cas où la rupture de la poutre renforcée serait due au fendage du bois, d'après le modèle numérique proposé, sa résistance ultime serait tout de même nettement supérieure à celle de la poutre non-renforcée.

Détermination de la courbe force/déplacement prédictive

Une fois la courbe-R critique ($G_R^*(a)$) de la poutre renforcée obtenue, la détermination de la courbe force/déplacement prédictive s'effectue exactement de la même manière que pour les poutres non-renforcées. La figure 2.22 présente les courbes force/déplacement prédictives obtenues pour des poutres de type **FEN4M066** renforcées et non-renforcées.

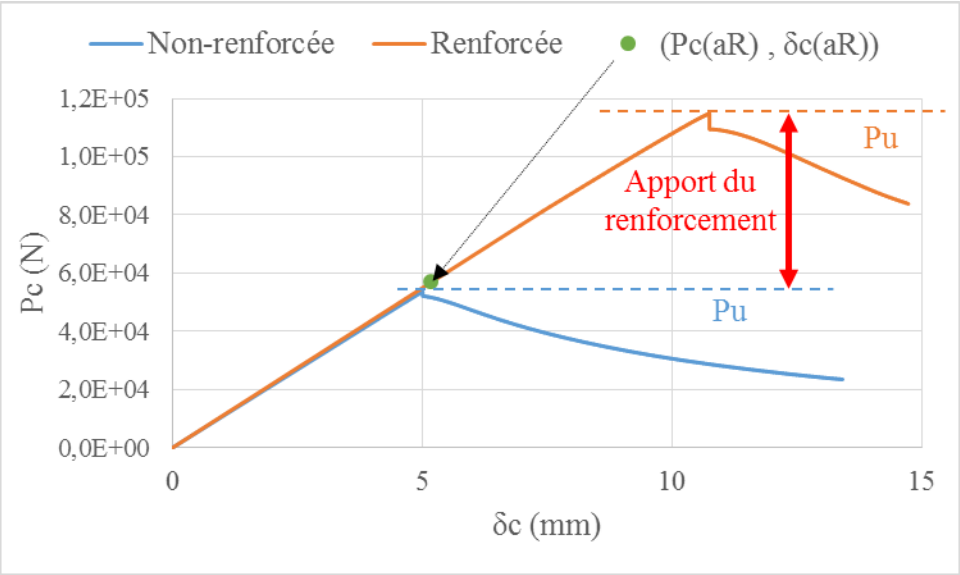


FIGURE 2.22 – Comparaison entre la courbe prédictive de poutres de type **FEN4M066** renforcée et non-renforcée

Bien que dans les deux cas seul le fendage du bois soit à l'origine de la ruine de la poutre, on observe un gain significatif, d'environ 110%, en terme de résistance ultime pour la poutre renforcée. Ceci s'explique par la bifurcation des modes de propagation provoquée par la présence des renforts (Figure 2.20). En effet, en comparant les courbes-R critiques de ces deux poutres, on observe un comportement totalement différent (Figure 2.21). Or ce sont elles qui déterminent l'allure de la courbe force/déplacement prédictive. La part du mode II devenant plus importante dans les mécanismes de propagation (Figure 2.20), et ce mode demandant plus d'énergie pour propager une fissure que le mode I, l'énergie nécessaire pour fissurer le bois va augmenter. Il en résulte un gain de résistance à la propagation de fissure, qui entraîne un gain de résistance ultime non-négligeable pour la poutre. Toutefois, une observation plus détaillée de ces courbes au voisinage du pic de charge de la courbe

prédictive de la poutre non-renforcée (Figure 2.23) montre une différence de raideur entre les deux courbes.

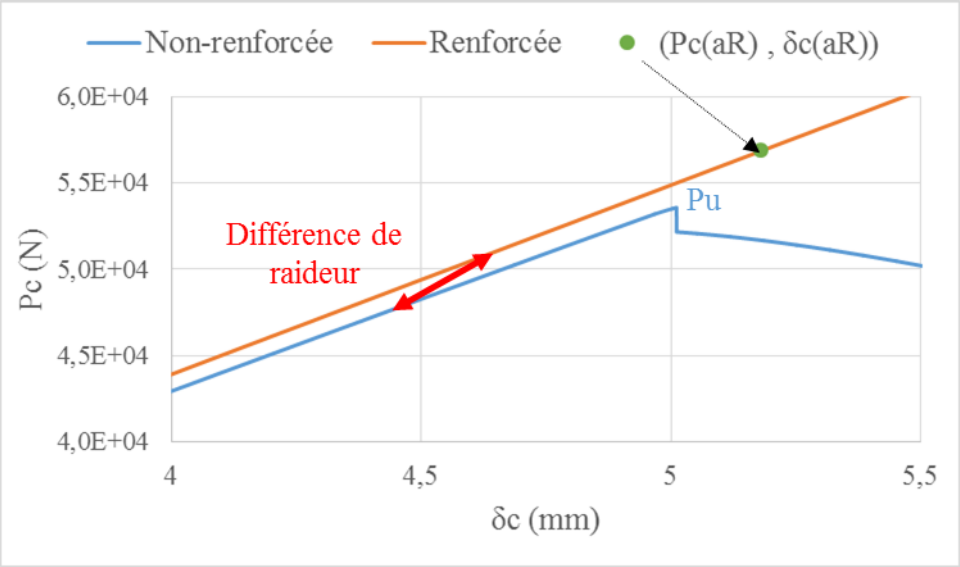


FIGURE 2.23 – Zoom de la figure 2.22 au voisinage du pic de charge de la poutre non-renforcée

Celle-ci peut s'expliquer par la régression polynomiale réalisée sur $G_I(a)$ et $G_{II}(a)$, qui permet de s'affranchir de la singularité numérique induite par les conditions cinématiques de pontage (Figure 2.24). En effet, alors que la modélisation donne une répartition des modes de propagation en amont des renforts identique à celle de la poutre non-renforcée (Figure 2.20), la régression polynomiale, telle qu'elle est réalisée, donne une répartition différente de ces modes qui aboutit à une différence sur la courbe-R critique ($G_R^*(a)$) (Figure 2.25).

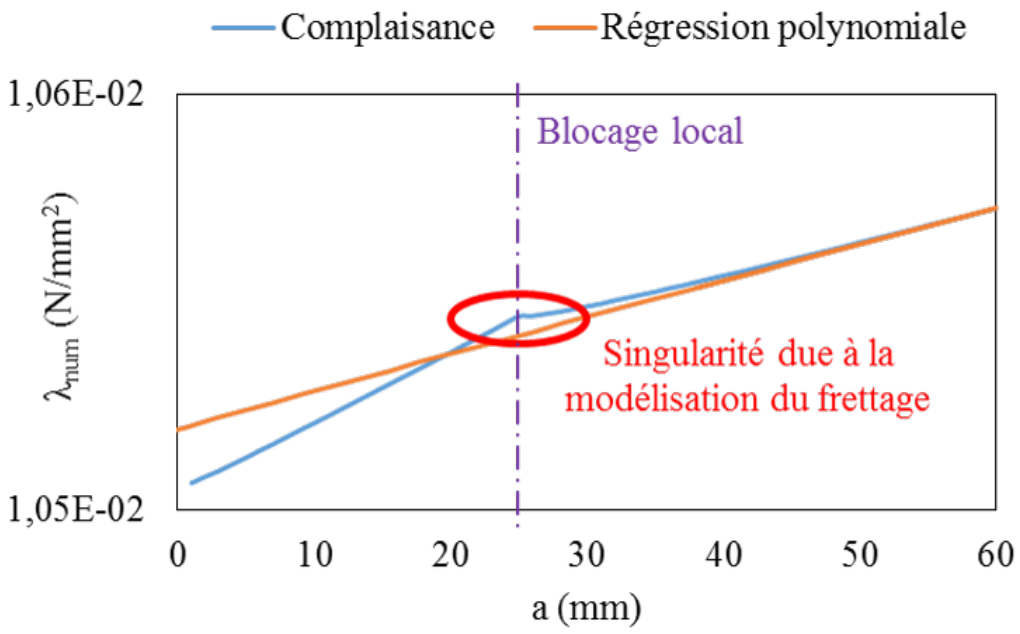


FIGURE 2.24 – Différence entre la régression polynomiale et la complaisance obtenue numériquement, induite par la singularité numérique due à la modélisation du frettage

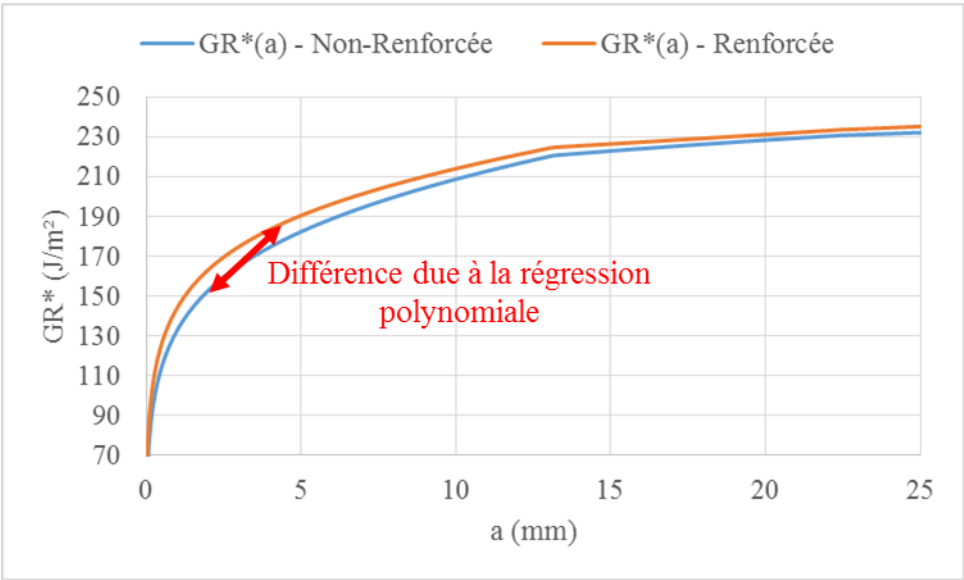


FIGURE 2.25 – Zoom de la figure 2.21 qui montre la différence entre les courbes-R caractéristiques de la poutre renforcée et non-renforcée

Ainsi, la courbe force/déplacement prédictive de la poutre renforcée déterminée

par le modèle a un biais jusqu'au point de coordonnées $(P_c(a_R), \delta_c(a_R))$, en vert sur la courbe, avec a_R qui représente la distance entre l'axe du système de renforcement et le fond d'entaille. Dans le cas où ce point se situerait en aval de la charge au pic de la courbe renforcée, la pertinence du modèle serait alors remise en cause, et une vérification avec le modèle sur les poutres non-renforcées serait nécessaire. En effet, sur l'exemple présenté, la différence de raideur entre la courbe force/déplacement prédictive de la poutre renforcée et celle de la poutre non-renforcée reste négligeable. Il est cependant important de connaître ce biais et de pouvoir identifier quand il peut mener à une mauvaise interprétation des résultats, les différences constatées pouvant évoluer jusqu'à devenir critiques selon les cas étudiés.

Apports de la méthode proposée

Actuellement, il n'existe pas de méthode de dimensionnement pour les poutres entaillées renforcées dans les Eurocodes 5, en dehors de l'annexe nationale allemande, la DIN 1052. Comme cela a été présenté dans le chapitre 1, celle-ci propose une méthode analytique, issue d'approches semi-probabilistes, qui considère uniquement la résistance verticale des renforts, et néglige la résistance du bois, et donc le scénario de ruine par fendage du bois.

Le modèle présenté dans ce chapitre considère le fendage du bois. Il prend en compte la quasi-fragilité du bois et la bifurcation potentielle des modes de propagation. Il permet donc de calculer la résistance ultime de l'élément renforcé pour un scénario de ruine sans rupture des renforts, comme cela est mentionné par Jockwer [1] ($V^u_{0,renf}$). Le modèle proposé peut alors être considéré comme un complément au dimensionnement proposé par la DIN 1052, l'utilisation des deux approches permettant de décrire l'ensemble des mécanismes de ruine possibles.

Il est cependant envisageable de considérer la ruine par rupture ou décohésion du système de renforcement (V_{renf}) grâce au modèle proposé. En effet, la modélisation réalisée bloque localement et parfaitement les lèvres de la fissure (Figure 2.18). Il est donc possible de récupérer les efforts nodaux F_y (vertical) et F_x (horizontal). Ces efforts sont repris par le système de frettage. Le modèle permet de déterminer l'évolution de ces efforts, en fonction de la longueur de fissure a (Figure 2.26).

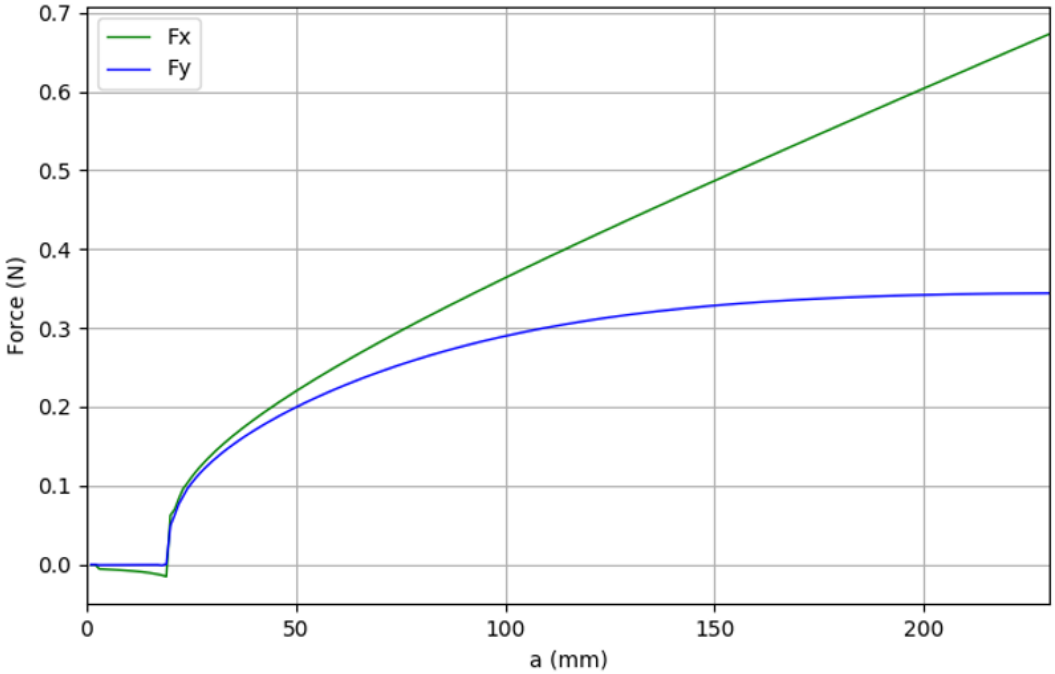


FIGURE 2.26 – Evolution de l'effort nodale F_y et F_x

Ainsi, en considérant la résistance verticale et horizontale des renforcements, il est possible de déterminer si leur rupture intervient avant le fendage du bois.

Perspectives d'amélioration du modèle

Le modèle considère le cas particulier pour lequel le système de renforcement empêche localement toute ouverture et glissement de la fissure. Cependant, le frettage peut être modélisé par deux noeuds en vis à vis. Ces derniers sont alors reliés par une raideur horizontale (K_x) et une raideur verticale (K_y) représentant la rigidité du système de renforcement dans ces deux directions (Figure 2.27).

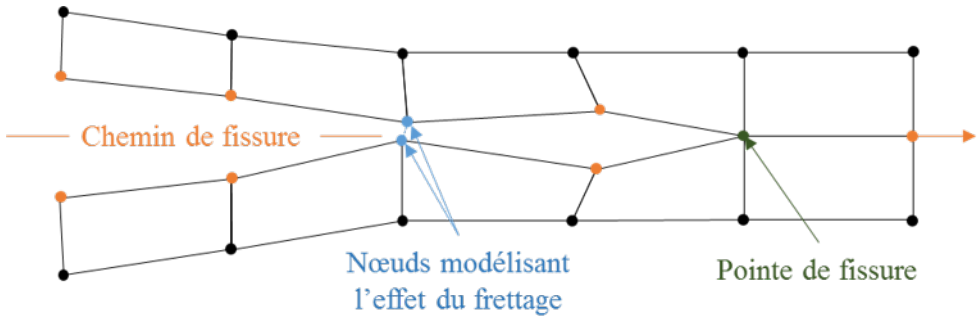


FIGURE 2.27 – Illustration du principe de la modélisation du système de renforcement en considérant deux points en vis à vis

Le choix des valeurs de (K_x) et (K_y) peut-être exploré au travers de plans d'expériences, les variations de raideurs potentielles permettant de retranscrire la rigidité globale effective du frettage, mais également les possibles pertes de rigidité dues à son endommagement. Le modèle peut ainsi gérer l'interaction entre la quasi-fragilité du bois et la raideur du pontage de fissure, et déterminer la redistribution des sollicitations en pointe de fissure qui en découle.

Chapitre 3

Caractérisation des propriétés de rupture du bois

3.1 Introduction

La caractérisation des propriétés de rupture du bois pose de nombreux problèmes pouvant être en lien avec la géométrie et la taille des éprouvettes d'essais [14]. Ces difficultés sont plus significatives quand la quasi-fragilité du matériau n'est pas négligeable dans le volume sollicité [56, 12]. Dans ce cas, les conditions limites des expériences et la géométrie des éprouvettes doivent prévenir tout confinement au niveau de la pointe de fissure et de sa zone endommagée, (*Fracture Process Zone* (FPZ)) [57]. Ainsi, les mécanismes de micro-fissuration et de pontage de fibres peuvent librement se développer avant de créer des macrofissures, ce qui laisse à l'expérimentateur la possibilité de caractériser les propriétés d'endommagement et de rupture du matériau.

La caractérisation de ces propriétés est généralement réalisée sur des éprouvettes de dimensions inférieures à celles des éléments de structure utilisés, ce qui questionne sur l'effet d'échelle. Toutefois, celui-ci peut aller dans le sens de la sécurité. En effet, les éprouvettes de caractérisation étant plus petites que les éléments de structure en dimension d'emploi dans les constructions bois, la résistance à la propagation de fissure obtenue par les essais de caractérisation est inférieure à celle d'éléments

plus grands (Figure 3.1). Dans les hypothèses précédentes fixées par les auteurs, l'hétérogénéité du bois (nodosité et pente de fil résultante) n'est pas considérée, et les conclusions sont fondées sur des résultats numériques restreints à un matériau homogène, sans défaut. Des études [58] montrent que les noeuds présents dans les lamelles peuvent empêcher ou accélérer les propagations de fissure. Or une pièce de bois de plus grandes dimensions est susceptible de présenter un nombre plus important de singularités qu'une éprouvette de caractérisation, il n'est donc pas possible de déterminer si l'effet d'échelle prédomine sans prendre en compte ces singularités.

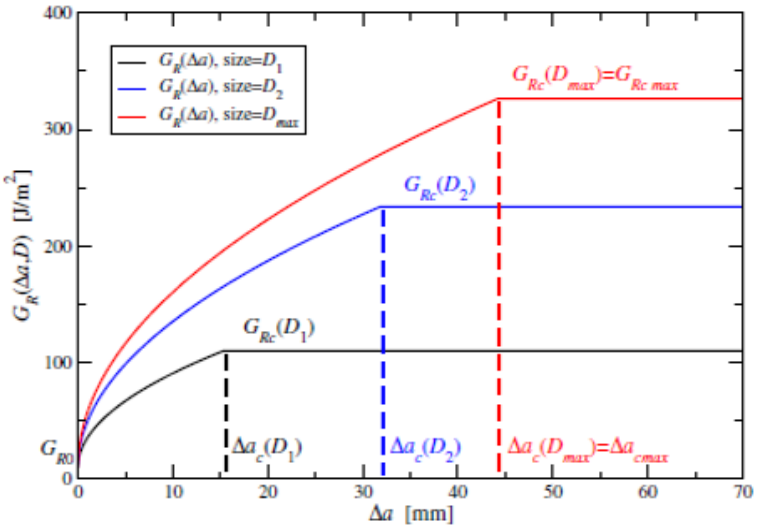


FIGURE 3.1 – Courbes-R caractéristiques obtenues selon différentes dimensions $D, D1 << D2 << Dmax$ [12]

Un autre point de discussion souvent rencontré est l'existence d'une corrélation directe entre les propriétés de rupture en mode I et la densité du bois. Certaines études montrent une corrélation entre ces deux propriétés [14, 34], alors que d'autres n'en obtiennent pas [1] pour des densités de bois communément utilisées par l'industrie de la construction.

Généralement, pour la caractérisation des propriétés du bois, le taux d'humidité des éprouvettes est particulièrement important. Ceci est également le cas pour les propriétés de rupture, comme on le voit dans les travaux effectués par Phan [13] sur le Pin Maritime (*Pinus pinaster*), qui montrent qu'une augmentation du taux d'humidité entraîne une augmentation du taux d'énergie critique en mode I (G_{Rc_I}),

jusqu'à atteindre un palier au niveau du point de saturation des fibres (PSF) (Figure 3.2).

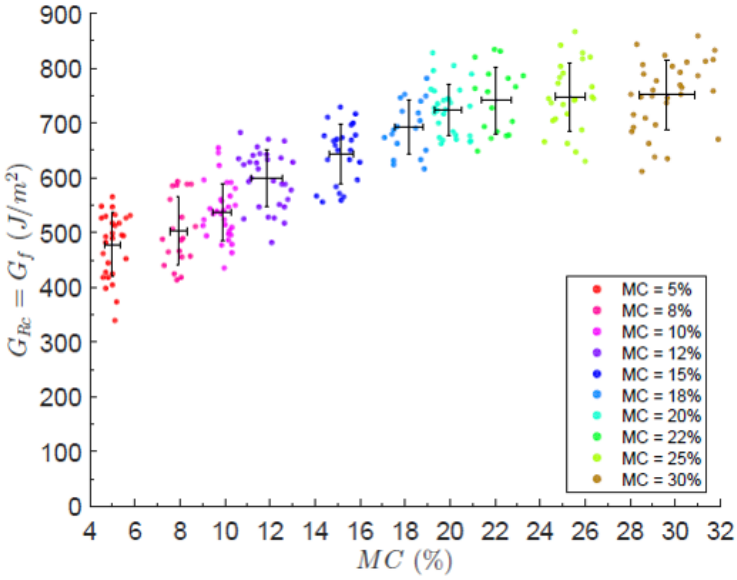


FIGURE 3.2 – Taux d'énergie critique en mode I (G_{Rc_I}) du Pin Maritime en fonction du taux d'humidité [13]

De plus, le bois étant un matériau orthotrope, ses propriétés d'endommagement et de rupture doivent être considérées en fonction de l'angle des cernes de croissance (γ), et donc en fonction de l'orientation du plan de fissuration (Figure 3.3) .

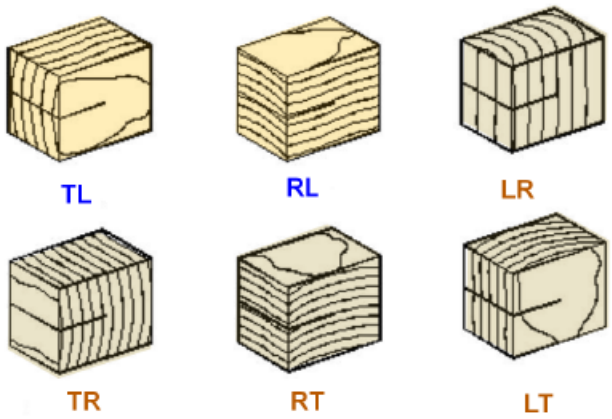


FIGURE 3.3 – Les différentes orientations possibles du plan de fissuration [14]

Le spectre d'orientation (γ) entre les plans RL et TL est conditionné par les

débits des produits finaux ou intermédiaires prévus pour la construction (poutres, lamelles, ...). Ces directions présentent les plus faibles valeurs d'énergie de rupture [14]. L'orientation RL est encore plus faible que l'orientation TL, comme le montre le tableau 3.1, qui compare deux études réalisées sur du Pin Maritime, en mode I, avec des éprouvettes de géométries similaires. Ainsi l'effet de la géométrie et l'effet d'échelle peuvent être négligés.

Géométrie éprouvette	**Plan de fissuration**	G_{Rc_I} (J/m^2)	**Essence de bois**
mTDCB	TL	600 [13]	Pin Maritime
DCB	RL	264 [59]	Pin Maritime

Tableau 3.1 – Tableau présentant les taux de restitution d'énergie critique en mode I du Pin Maritime en fonction de l'orientation du plan de fissuration

En ce qui concerne le mode II, il n'existe pas de comparaisons de ce type dans la littérature. Toutefois, il est spécifié que l'orientation TL permet une propagation de fissure plus stable que l'orientation RL [60]. Généralement, le mode II de propagation restitue plus d'énergie que le mode I, comme le montrent les travaux de Phan *et al.* [13] sur les éprouvettes MMB en épicea (*Picea abies.*) (Tableau 3.2).

	Mode I	**Mode II**
G_{Rc_i} (J/m^2)	286	979
Ecart-type (J/m^2)	48	209
CoV (%)	16 %	21 %

Tableau 3.2 – Tableau présentant les taux de restitution d'énergie critique en mode I et II de l'Epicéa obtenus par Phan *et al.* [13]

Pour considérer l'ensemble des propriétés caractéristiques d'un matériau quasi-fragile, il faut atteindre après traitement des données expérimentales un plateau sur la courbe-R [61, 14]. Ce dernier traduit une propagation de fissure stable et un endommagement initial complet. Sans l'apparition de ce régime permanent, la propagation de fissure est instable. Cette instabilité peut être produite par une

géométrie d'éprouvette qui ne permet pas de conserver l'inégalité suivante ($\frac{d\lambda(a)^2}{d^2a} < 0$). De plus, la variabilité des propriétés d'endommagement et de fissuration sur le chemin potentiel de fissure peut produire des phénomènes de stick-slip [60, 14], qui se traduisent par des oscillations énergétiques autour de la valeur plateau. Enfin, la non-existence d'un plateau de la courbe de résistance peut être dû au protocole d'essais. En effet, ce dernier peut provoquer du confinement par des effets de bords ou des extensions locales de fissure instables dues à un pilotage inadéquat.

La caractérisation des propriétés de rupture quasi-fragile du bois permet d'identifier les différents paramètres à considérer pour fournir les propriétés utiles gouvernant les mécanismes de fendage du bois. Les résultats peuvent ensuite alimenter le modèle présenté dans le chapitre 2. Cette campagne de caractérisation a la particularité de déterminer ces propriétés en mode I et en mode II, tout en considérant l'orientation du plan de fissuration, pour le Pin Maritime (*Pinus pinaster.*) et l'Epicéa (*Picea abies.*).

3.2 Essais de caractérisation

3.2.1 Caractérisation des courbes de résistance

Dans un premier temps, l'un des objectifs de cette campagne expérimentale est de pouvoir comparer les essais de mode I et de mode II entre eux, tout en s'affranchissant de l'influence de la géométrie des éprouvettes et de l'effet d'échelle. Tous les essais ont été réalisés sur une géométrie unique. Cette dernière (Figure 3.4) est issue des travaux d'Aicher [60] pour le mode II. Elle correspond à une éprouvette LTENF (*Linear Tapered End-Notched Flexure*). Celle-ci peut être considérée comme une éprouvette TDCB (*Tapered Double Cantilever Beam*) modifiée avec un ligament initial plus long dans le cas d'essais de caractérisation en mode I. L'intérêt de cette configuration est de produire, à elle seule, une propagation stable pour les deux modes d'extension de fissure selon les hypothèses de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture (MLER).

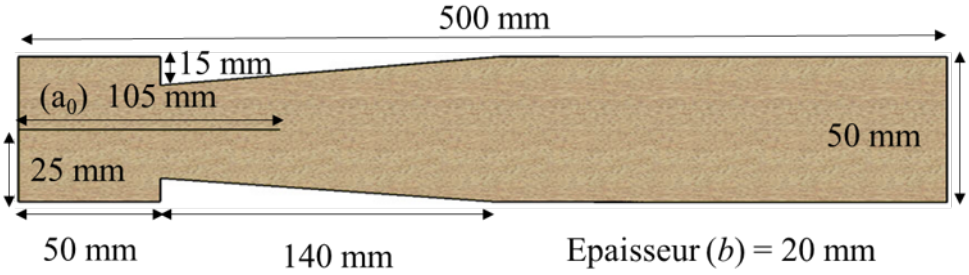


FIGURE 3.4 – Géométrie de l'éprouvette de caractérisation utilisée

Dans la littérature, la plupart des comparaisons entre les propriétés en mode I et en mode II du bois sont faites sur des géométries différentes, alors que seuls des essais en mode mixte réalisés sur des éprouvettes MMB [13], de dimensions identiques, permettent de mettre en évidence le degré d'anisotropie en énergie de rupture. De plus, le tableau 3.1 montre que d'après la littérature il existe une grande différence sur G_{Rc_I} entre une orientation TL ou RL pour le plan de fissuration. Cependant, les géométries utilisées lors des essais de caractérisation ne sont pas identiques d'une étude à l'autre. Par conséquent, l'objectif principal de la campagne expérimentale présentée dans ce chapitre est de fournir des informations plus précises sur les propriétés de rupture et d'endommagement du bois, afin d'alimenter le modèle numérique de prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées renforcées et non-renforcées présenté dans le chapitre 2.

3.2.2 Protocole expérimental

Préparation des éprouvettes

Les éprouvettes testées ont été débitées à partir de pièces de bois de grandes dimensions selon le plan de débit présenté sur la figure 3.5. Au total, 92 éprouvettes en Pin Maritime et 90 en Epicéa ont été fabriquées dans du bois purgé de défauts majeurs. 46 essais ont été réalisés dans chacun des modes de propagation pour le Pin Maritime. 51 essais ont été menés en mode I et 39 en mode II pour l'Epicéa. Ces expériences ont la particularité de couvrir différentes orientations de plan de fissuration, allant d'une orientation RL à une orientation TL. Cette orientation est systématiquement mesurée par analyse d'images pour obtenir l'angle (γ) à l'aide du

logiciel FIJI.

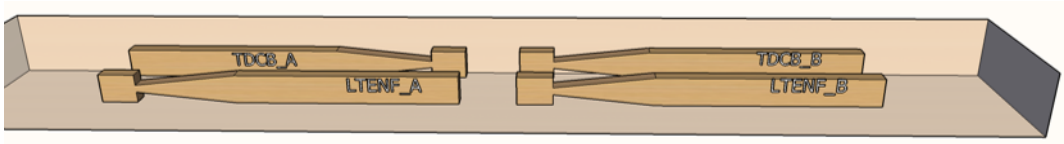


FIGURE 3.5 – Plan du débit réalisé pour extraire les éprouvettes de caractérisation

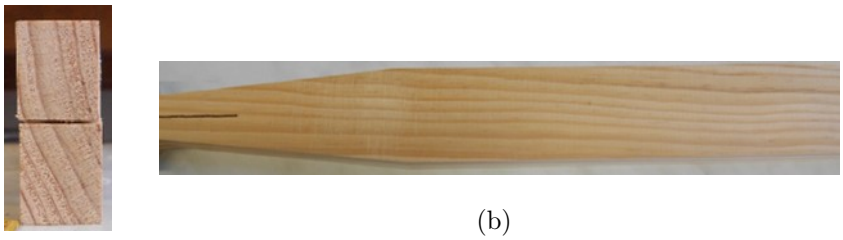
Les pièces de bois dans lesquelles les éprouvettes ont été fabriquées ont été conditionnées à une température de 20 ° C et une humidité relative de 65%, afin d'atteindre un taux d'humidité cible d'équilibre dans le bois de 12%. Une fois les bois stabilisés, la masse volumique a été relevée sur le bois brut, et les éprouvettes ont été débitées et remises au conditionnement, afin d'éviter le plus possible les variations dimensionnelles induites par l'humidité. La masse volumique relevée est globale, et correspond à celle du bois d'oeuvre et non à celle de l'échantillon. En effet, Jockwer [1] indique qu'une corrélation entre la masse volumique du bois (ρ) et le taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{c,I}$) est considérée pour établir le coefficient k_n, utilisé dans les Eurocodes 5, pour chaque classe de résistances. Toutefois, cette simplification implique que la masse volumique de l'élément de structure, ou au minimum des lamelles dans le cas d'élements en lamellé-collé, est corrélée aux propriétés de rupture en mode I. Pour vérifier cette hypothèse, on considère donc la masse volumique globale, et non celle des éprouvettes de caractérisation [61].

Lors des essais, le taux d'humidité des éprouvettes a été systématiquement vérifié, et la valeur mesurée est proche de 11% $\pm$ 1. Leur façonnage a été réalisé de façon à éviter le plus possible les noeuds au voisinage du chemin de fissure. L'entaille initiale de 105 mm (Figure 3.4) a été réalisée au plus tôt 48 heures avant les essais, à l'aide d'une scie à ruban d'une épaisseur de 1 mm. L'initiation de fissure a été finalisée juste avant l'essai avec une lame de cutter de 0,2 mm d'épaisseur sur 1 mm de long pour marquer d'avantage la singularité.

Protocole expérimental

Les essais ont tous été réalisés sur une MTS d'une capacité maximale de 50kN. Ils se séparent en deux catégories : caractérisation du mode I et du mode II. Les

essais de caractérisation en mode I se font à déplacement de traverse contrôlé avec une vitesse de 1,5 mm/min pour le Pin Maritime et de 1 mm/min pour l'Epicéa. De manière à respecter un plan de symétrie cinématique, un système de poulies permet de conserver de niveau la ligne moyenne de l'éprouvette. Ainsi les conditions d'essais permettent d'obtenir un endommagement en traction transversale et une propagation de fissure en mode I pur (Figure 3.7). Dans les deux cas, des photos de l'orientation du plan de fissuration et du fil du bois ont été réalisées pour chaque éprouvette (Figure 3.6).



(a) (b)

FIGURE 3.6 – Photos de l'orientation du plan de fissuration (a) et du fil du bois (b)

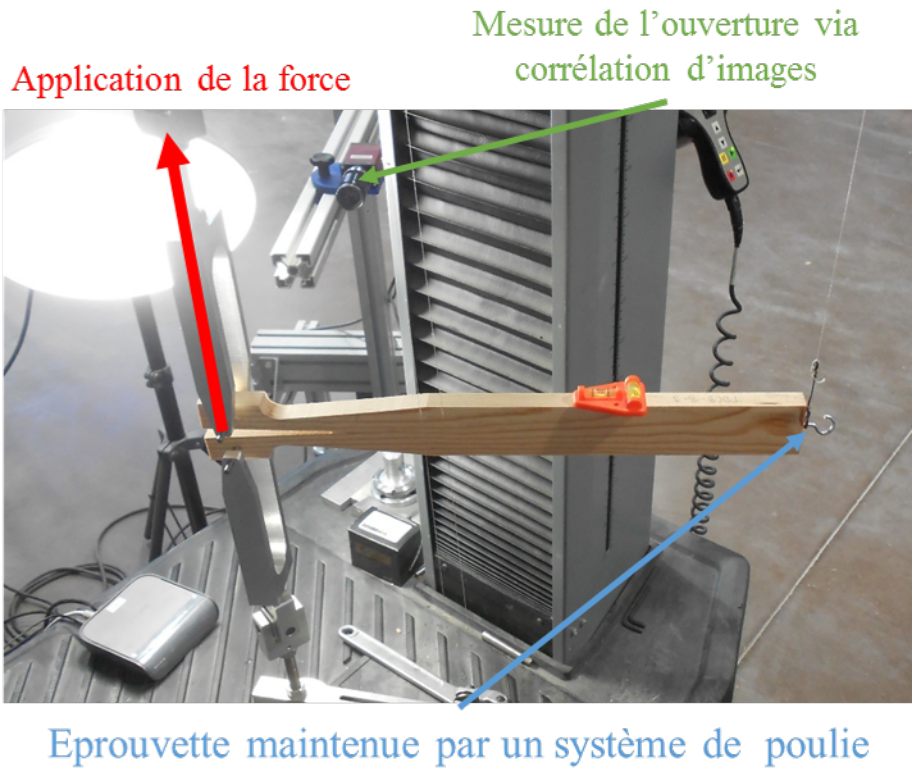
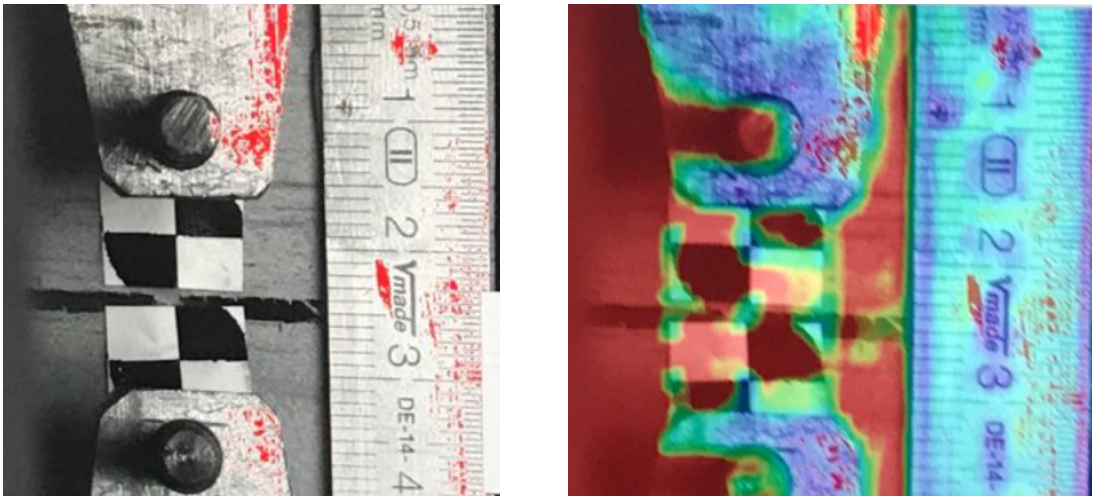


FIGURE 3.7 – Photo du montage de l'essai de caractérisation en mode I

L'ouverture de l'éprouvette est mesurée par corrélation d'images (Figure 3.7). L'objectif est d'obtenir le travail de la force d'ouverture, ce qui nécessite la mise en place de cibles au droit de l'axe de chargement (Figure 3.8(a)). Afin d'assurer une bonne précision de la mesure, il est nécessaire de régler la focale de la caméra à l'aide du logiciel ViC-Gauge-2D, qui propose pour cela une échelle de couleur (Figure 3.8(b)). On assure alors une précision au niveau du centre des cibles correspondant à 4 μm sur la mesure des déplacements. La conversion des pixels en millimètres est assurée par la mise en place d'un réglet qui permet la conversion directe dans le logiciel avant le début d'essai (Figure 3.8).



(a) (b)

FIGURE 3.8 – Emplacement des cibles (a) et réglage de la précision de la mesure (b)

L'enregistrement de la force est assuré par un capteur de force placé sur la traverse et dont la précision correspond à 0,5% de la charge appliquée. Au vu de la précision des instruments de mesure à disposition, on estime la détermination de $G_{R_I}(a)$ précise à $\kappa_{erreur} = 3\ J/m^2$. Un exemple de courbe expérimentale est présenté sur la figure 3.9.

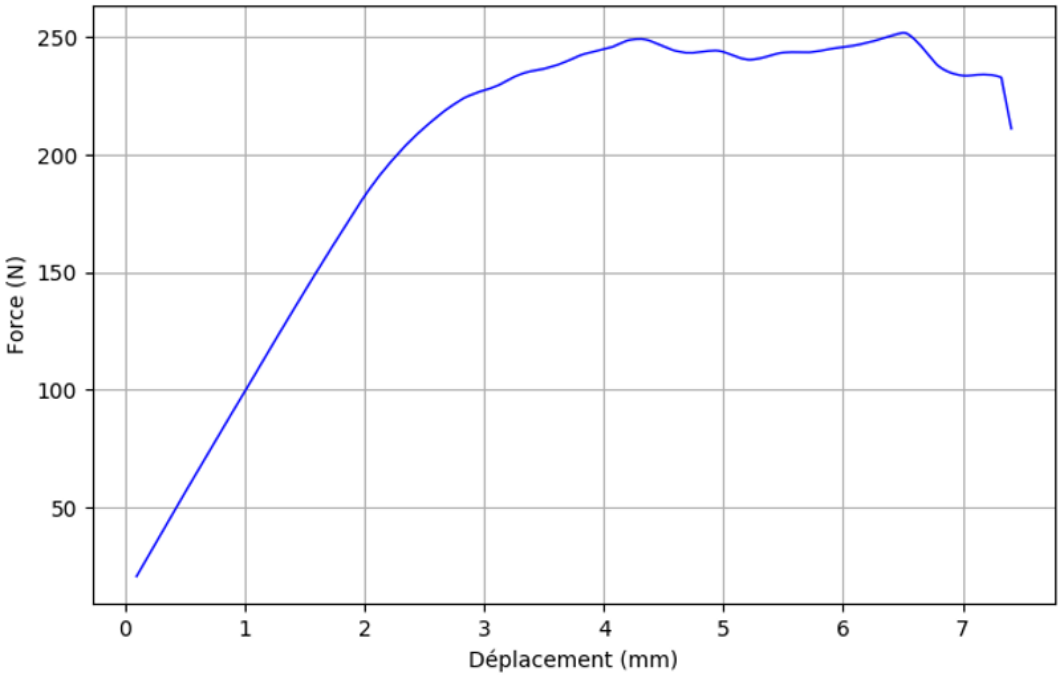


FIGURE 3.9 – Exemple de courbe expérimentale obtenue pour un essai en mode I

La caractérisation mécanique du mode II s'effectue en flexion 3 points (Figure 3.10). Afin d'éviter les frottements, des plaques de téflons sont ajoutées entre la lèvre supérieure et la lèvre inférieure au niveau de l'appui. La mesure de la flèche sous la ligne d'application de la charge s'effectue à l'aide d'un LVDT (d'une précision de 10 μm) fixé sur un châssis qui s'appuie aux droits des appuis de la poutre. Ce système permet de s'assurer que la variation de complaisance mesurée n'est pas perturbée par l'indentation et la réponse élastique des liaisons extérieures, et correspond uniquement à l'endommagement et fissuration de l'éprouvette. Comme pour le mode I, la force est enregistrée par le capteur de force placé sur la traverse, dont la précision correspond à 5% de la charge appliquée. L'erreur de détermination de $G_{R_{II}}(a)$ est alors estimée à $\kappa_{erreur} = 30\ J/m^2$. Un exemple de courbe expérimentale obtenue en mode II est présenté sur la figure 3.11.

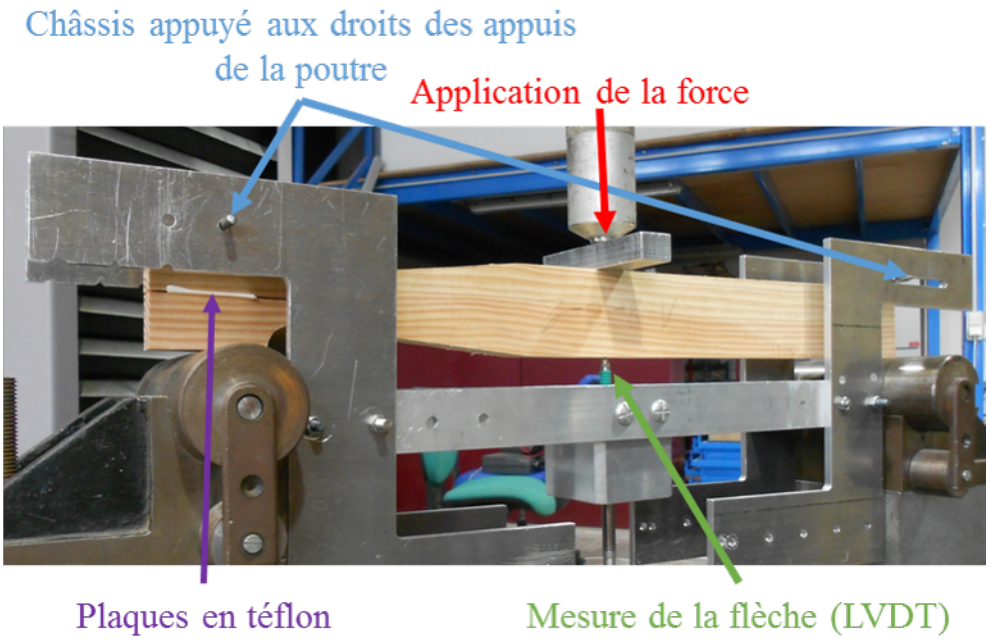


FIGURE 3.10 – Photo du montage de l'essai de caractérisation en mode II

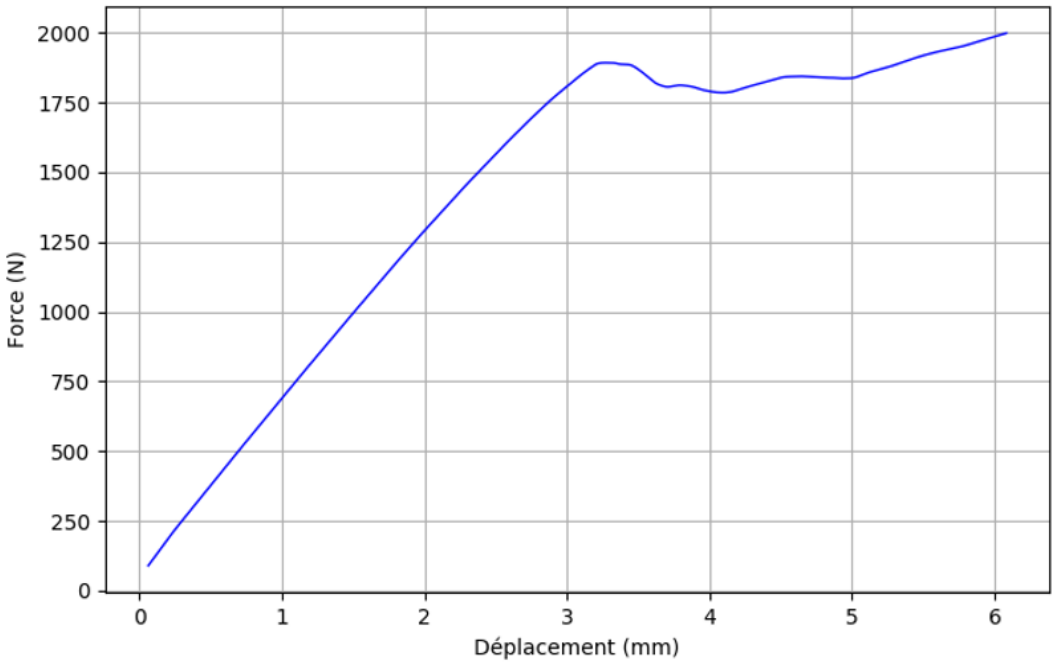


FIGURE 3.11 – Exemple de courbe expérimentale obtenue pour un essai en mode II

Post-traitement

L'objectif des essais de caractérisation réalisés est de déterminer la résistance à la propagation de fissure du Pin Maritime et de l'Epicéa en mode I et en mode II pour différentes orientations de plan de fissuration compris entre RL et TL. Cette orientation est déterminée en faisant la moyenne de 3 mesures d'angle de cernes de croissance γ (Figure 3.12).

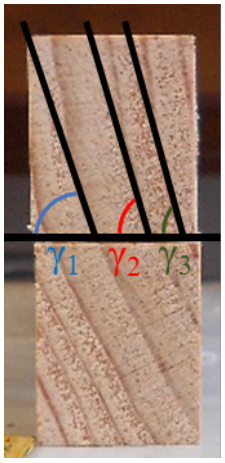


FIGURE 3.12 – Illustration de la mesure des angles de cerne permettant de déterminer l'orientation du plan de fissuration d'une éprouvette

Le bois étant un matériau quasi-fragile, on décide d'utiliser la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture équivalente (MLER_{eq}) pour déterminer sa résistance à la propagation de fissure. L'utilisation de cette approche pour caractériser les propriétés de rupture du bois a été validée dans de précédentes études [10, 42] par la réalisation de cycles de chargement/déchargement qui ont permis de vérifier que la variation de complaisance est uniquement due à l'endommagement et la fissuration du matériau. On suppose dans la suite que ceci est également valable pour les essais de caractérisation de la campagne expérimentale présentée ici. Aucun cycle de chargement/déchargement n'est donc réalisé. La quasi-fragilité au sens de la MLER_{eq} implique que la résistance à la propagation de fissure correspond à une courbe-R ($G_R(a)$) (Figure 3.13), dont l'abscisse est la longueur de fissure équivalente a_{eq} et que l'on obtient à l'aide de la variation de complaisance expérimentale $\lambda(a)$, voir chapitre 2.

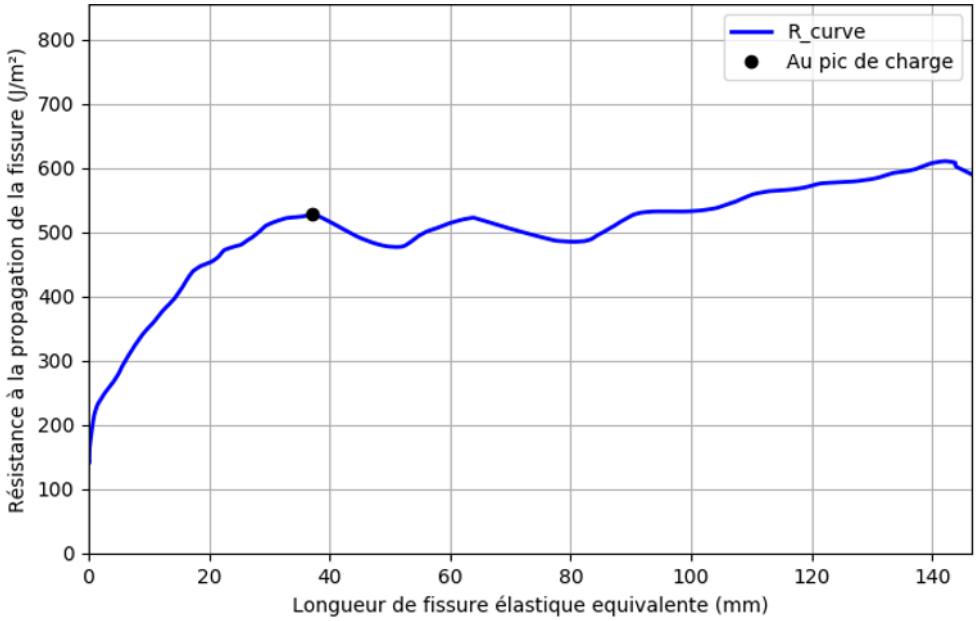


FIGURE 3.13 – Exemple de courbe-R obtenue pour un essai de caractérisation en mode I sur du Pin Maritime

Afin d'obtenir la longueur de fissure équivalente expérimentale a_{exp}, il est nécessaire de déterminer la relation entre celle-ci et la variation de complaisance mesurée expérimentalement $\lambda_{exp}(a_{exp})$. Pour cela, une modélisation numérique par éléments finis sur le même principe que celle du modèle présenté dans le chapitre 2 est réalisée sur les configurations d'essais en mode I et en mode II pour le Pin Maritime et l'Epicéa. Comme pour les poutres entaillées, on considère que le chemin de fissure est connu. C'est pourquoi il est nécessaire de s'assurer que la propagation de fissure intervient bien dans le plan moyen des éprouvettes. La variation de complaisance obtenue numériquement $\lambda_{num}(a_{num})$ permet alors d'obtenir, à l'aide de la variation de complaisance expérimentale λ_{exp}, via dichotomie, la longueur de fissure équivalente expérimentale a_{exp} [10, 42]. Les propriétés élastiques utilisées dans le modèle numérique sont issues de la littérature et correspondent à des valeurs moyennes (Tableau 3.3).

Mais la variabilité de ces propriétés pour le bois (de l'ordre de 20%) doit être prise en compte. Il est donc nécessaire d'ajuster les propriétés élastiques du modèle à celles de l'éprouvette testée. La variabilité des propriétés élastiques est prise en compte en considérant que la variation de complaisance numérique $\lambda_{num}(a)$ est

Essence de bois	E_L (MPa)	E_T (MPa)	E_R (MPa)	G_{LR} (MPa)	υ_{LT}	υ_{RL}	υ_{RT}
Epicéa	11430	560	905	780	0,47	0,37	0,44
Pin Maritime	13500	1050	1660	1030	0,43	0,39	0,32

Tableau 3.3 – Tableau récapitulatif des propriétés élastiques utilisées dans le modèle pour les poutres en Epicéa (*Picea abies*) et en Pin Maritime (*Pinus pinaster*)

principalement dépendante de E_L. Ceci permet d'utiliser un coefficient de correction $c_{cor_{k_i}}$ calculé à partir des raideurs initiales prédictives du modèle numérique ($K_{ini_{pred}}$) et expérimentales ($K_{ini_{exp}}$) (Equation 3.1), le matériau n'étant pas encore endommagé [61].

$$c_{cor_{k_i}} = \frac{K_{ini_{exp}}}{K_{ini_{pred}}} \tag{3.1}$$

La variation de complaisance numérique λ_{num} est alors multipliée par ce coefficient de correction et la courbe-R expérimentale est déterminée par l'équation 3.2. Celle-ci est ensuite idéalisée par une courbe théorique à 3 paramètres (Equation 3.3).

$$G_R(a) = \frac{P^2}{2b}\frac{\partial\lambda(a)}{\partial a} \tag{3.2}$$

$$G_R\,(a) = \begin{cases} \frac{G_{Rc}}{\Delta a_c^{\beta}}\Delta a^{\beta} \;\; si \;\; \Delta a < \Delta a_c \\ G_{Rc} \;\; si \;\; \Delta a \geq \Delta a_c \end{cases} \tag{3.3}$$

Il peut exister plusieurs solutions de courbes à 3 paramètres reproduisant la courbe-R expérimentale. Dans ce cas, une méthode de détermination des paramètres spécifique est utilisée.

On isole en premier la valeur plateau de la courbe-R G_{Rc}, qui est le paramètre ayant le plus d'impact sur la résistance à la propagation de fissure du matériau. Sa détermination est réalisée en considérant l'erreur de mesure κ_{erreur} effectuée sur $G_R(a)$ (voir partie *Protocole expérimentale*). Ainsi, pour chaque point de la courbe-R, on considère un intervalle sur G_R large de κ_{erreur} centré sur ce point. Tous les points compris dans cet intervalle constituent alors un ensemble de points. Il existe donc un ensemble de points pour chaque point de la courbe. La valeur plateau de la courbe-R (G_{Rc}) est alors déterminée comme étant la valeur moyenne sur G_R des points de l'ensemble de points le plus grand (Figure 3.14).

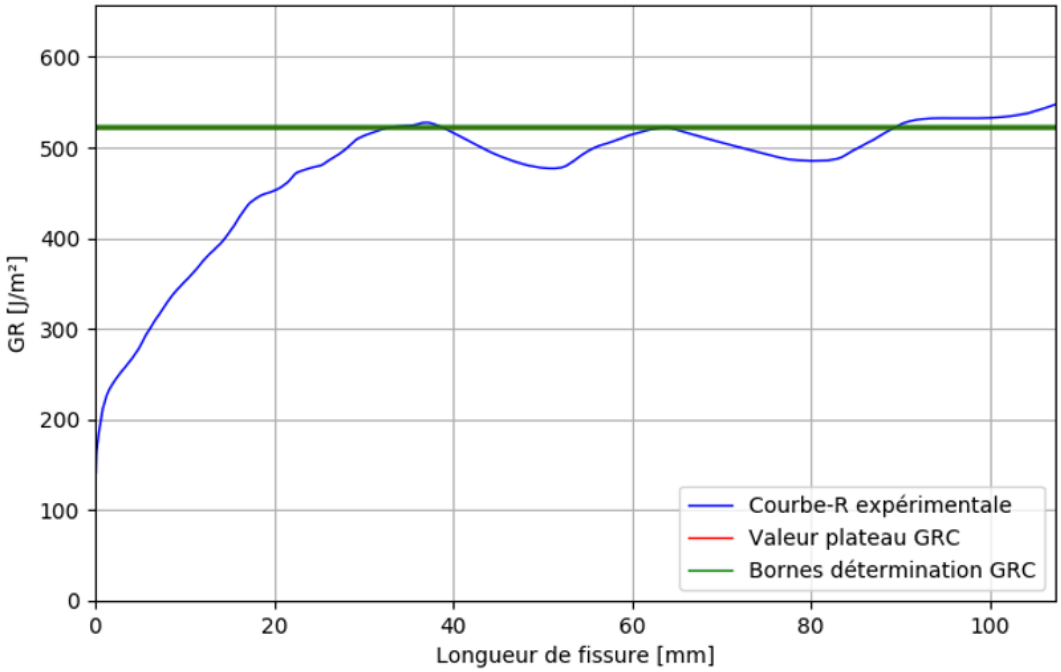
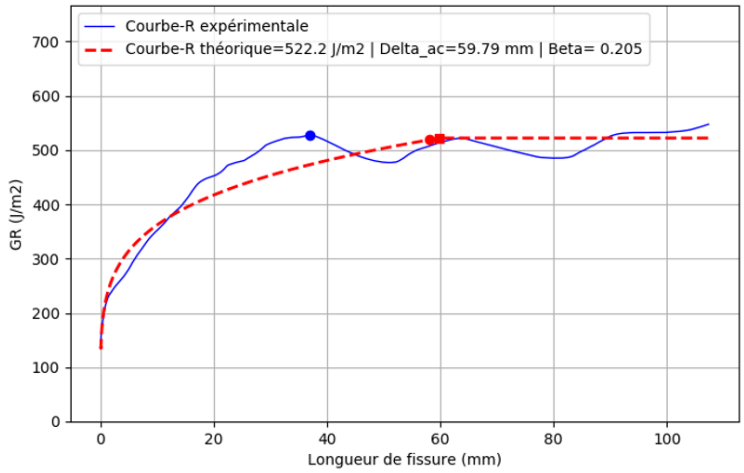
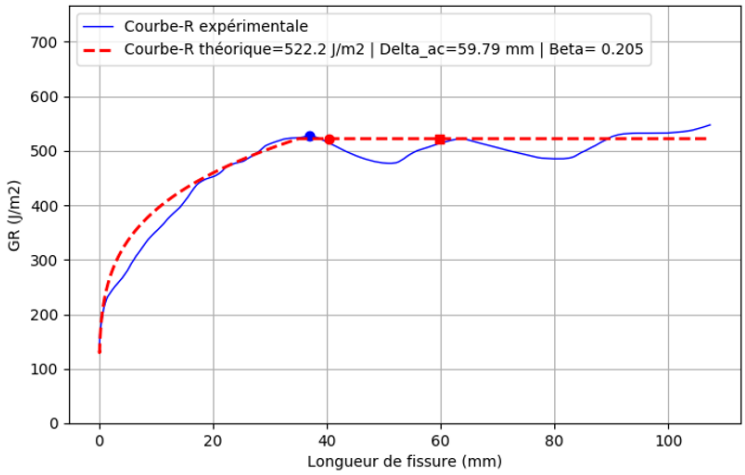


FIGURE 3.14 – Exemple de détermination du plateau d'une courbe-R obtenue pour un essai de caractérisation en mode I sur du Pin Maritime

Vient ensuite la détermination de Δa_c, qui s'effectue par un fit automatique de la partie croissante de la courbe expérimentale. Celui-ci est réalisé en effectuant une régression linéaire sur $log(G_R)$ et $log(a)$, dans le domaine $[log(G_R(0)); log(G_{Rc})]$. La valeur de $log(\Delta a_c)$ correspond alors à l'intersection de $log(G_{Rc})$ avec la régression linéaire effectuée. Toutefois, ce point correspond à l'intersection entre la partie croissante de la courbe-R et son asymptote horizontale. La valeur de Δa_c est donc très sensible à la méthode de détermination utilisée et présente des variations significatives. Il est donc possible de devoir corriger manuellement la valeur de Δa_c, pour obtenir une meilleure approximation de la courbe-R expérimentale (Figure 3.15).



(a)



(b)

FIGURE 3.15 – Détermination automatique (a) et correction manuelle (b) de Δa_c

Une fois Δa_c et G_{Rc} déterminés, il ne reste plus qu'un seul paramètre à ajuster, β, qui correspond à la pente de la régression linéaire effectuée sur $log(G_R)$ et $log(a)$. Dans un premier temps, cette régression est restreinte à l'intervalle $[0\,;\ \Delta a_c]$. Il est cependant possible de réduire cet intervalle pour s'affranchir des potentielles parties bruitées (Figure 3.16). Une fois l'ensemble de ces paramètres déterminés, on vérifie que la courbe-R théorique obtenue donne une courbe force/déplacement post domaine élastique correspondant à la courbe force/déplacement expérimentale (Figure 3.17(a)).

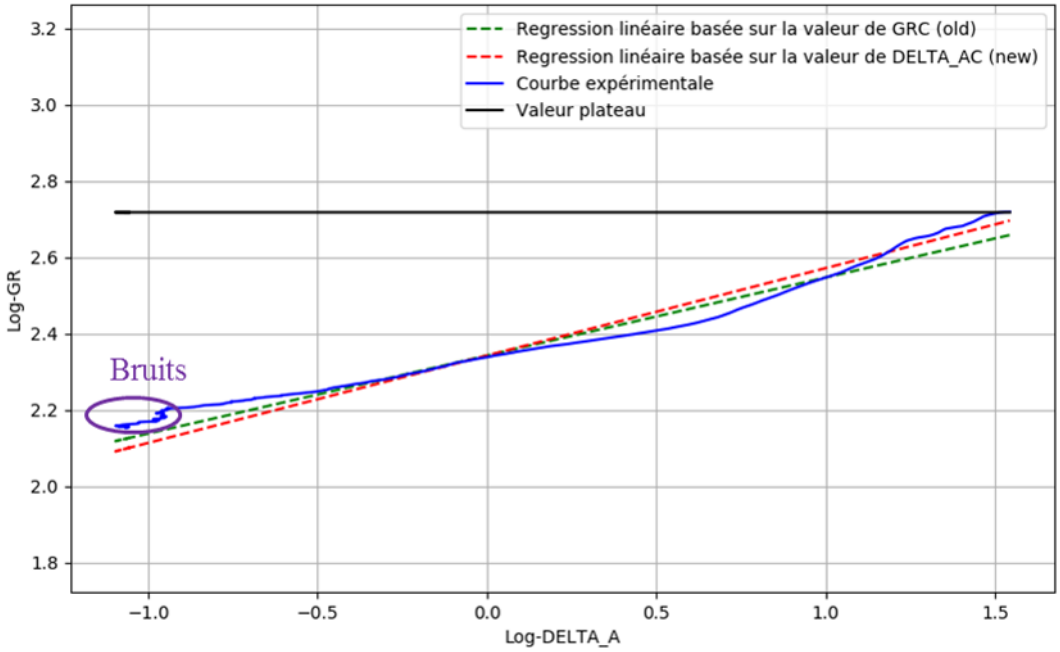
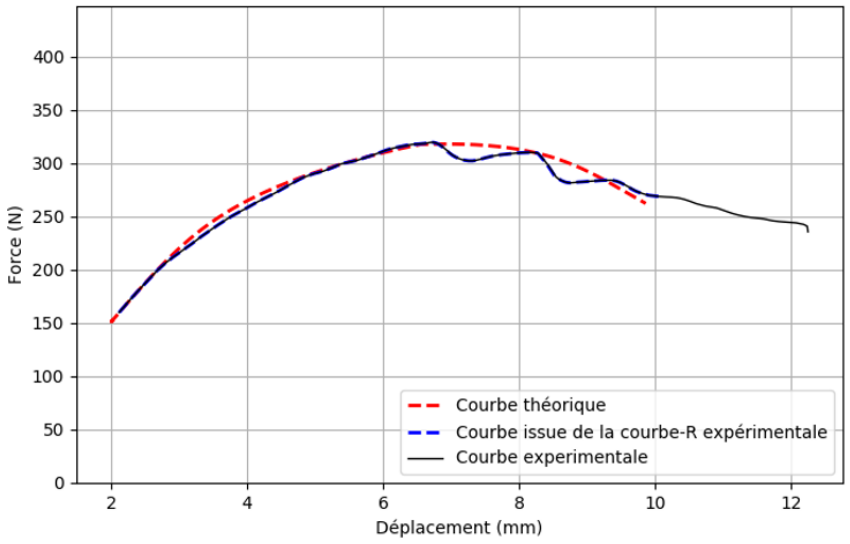
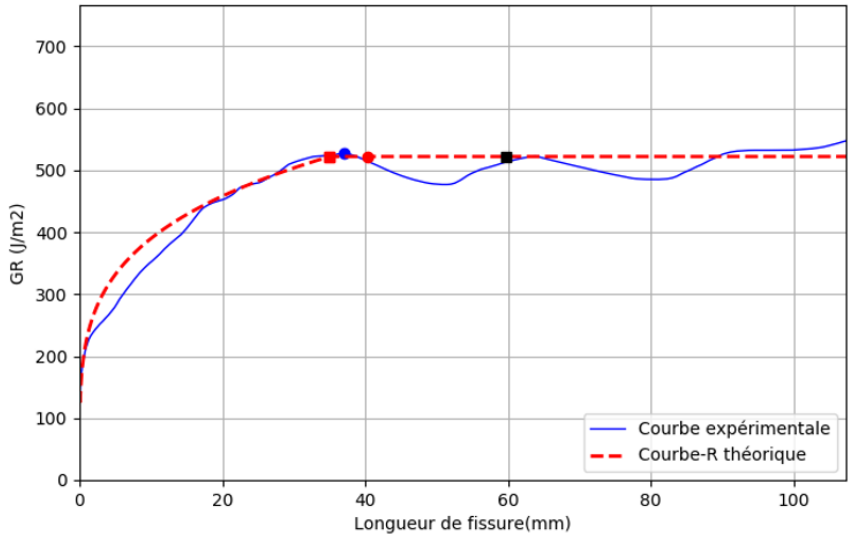


FIGURE 3.16 – Détermination manuelle de l'intervalle de régression linéaire servant à la détermination de β



(a)



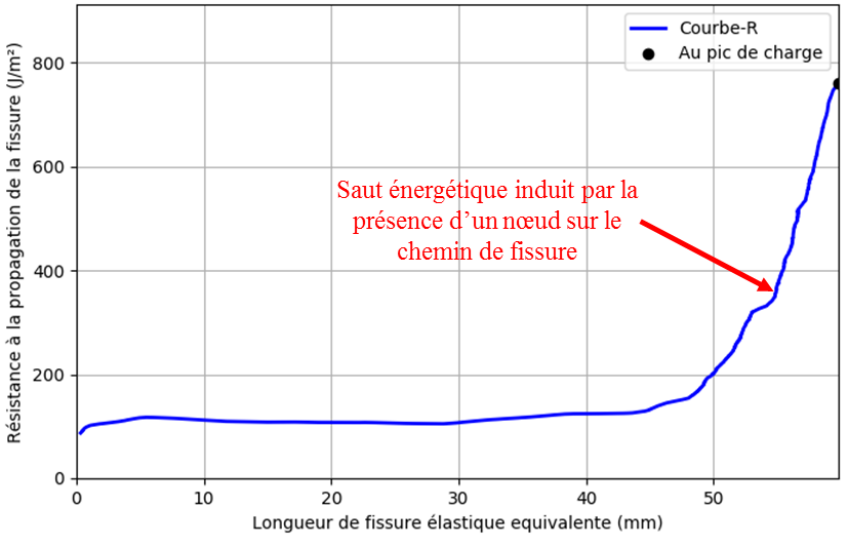
(b)

FIGURE 3.17 – Comparaison entre la courbe force/déplacement (ouverture en mode I et flèche sous l'application de la force en mode II) expérimentale et les courbes force/déplacement post domaine élastique (a) obtenues via la courbe-R théorique et la courbe-R expérimentale (b)

3.3 Résultats et discussions

Malgré tout le soin apporté à la réalisation des éprouvettes et des essais, lors du traitement des données, certains essais ne permettent pas d'obtenir de courbes-R expérimentales exploitables. On observe un taux de rejet d'environ 15% pour le mode I et 30% pour le mode II, pour chacune des essences testées. Ce taux de rejet s'explique en partie par la présence résiduelle de petits noeuds ou par une déviation trop importante du fil du bois sur certaines éprouvettes. En effet, ces singularités peuvent entraîner des sauts énergétiques sur $G_R(a)$ qui ne permettent pas d'identifier un plateau (Figure 3.18).

(a) Photo du noeud



(b) Courbe $G_R(a)$

FIGURE 3.18 – Effet de la présence d'un noeud le long du chemin de fissure sur la détermination de la résistance à la propagation d'une éprouvette

Plus particulièrement, dans le cas du mode II, on peut ajouter que la longueur du ligament nécessaire à la propagation de fissure est encore faible (145 mm en mode II). Pour certaines éprouvettes, ce choix entraîne occasionnellement le confinement

de la propagation de fissure, comme cela a été constaté sur $G_R(a)$ (Figure 3.19).

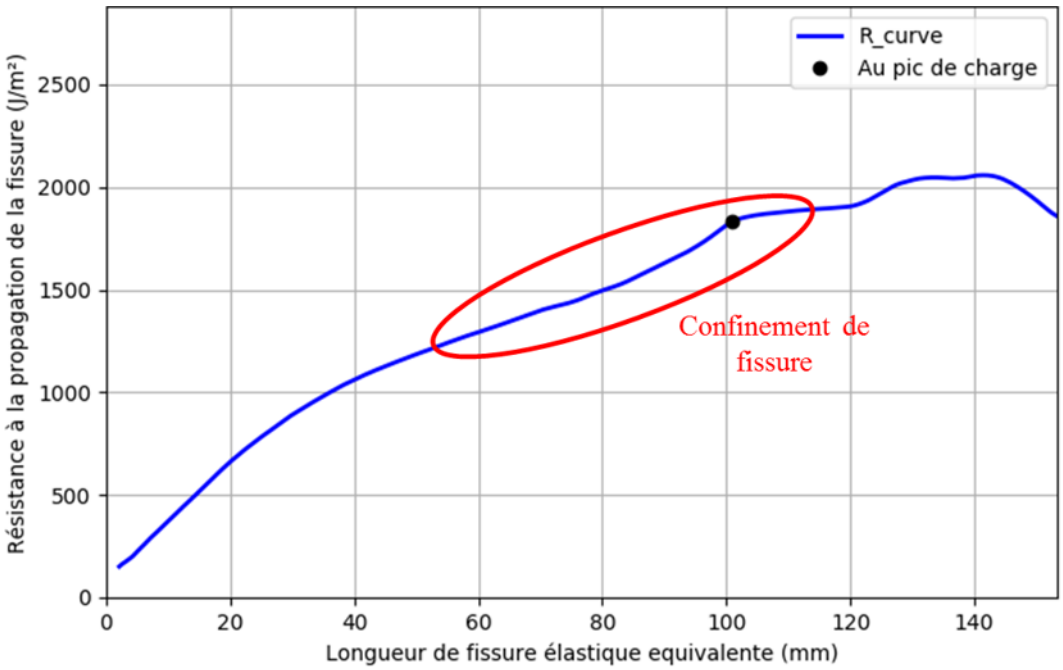


FIGURE 3.19 – Exemple de confinement de fissure observé sur $G_R(a)$

3.3.1 Mode I

Les résultats de cette campagne expérimentale, sans prise en compte de l'orientation des plans de fissurations, sont présentés dans les tableaux 3.4 et 3.5.

Paramètres	G_{Rc_I} (J/m^2)	a_{c_I} (mm)	β (-)
Moyenne	500	24	0,25
Ecart-type	215	15	0,10
CoV	43%	61%	41%

Tableau 3.4 – Tableau des résultats pour le bois de Pin Maritime, en mode I

Les figures 3.20 et 3.21 représentent l'évolution de G_{Rc_I} en fonction de l'orientation des cernes γ, un angle de 0 ° correspondant à un plan de fissuration RL et un angle de 90 ° à un plan de fissuration TL.

Paramètres	G_{Rc_I} (J/m^2)	Δa_{c_I} **(mm)**	β_I **(-)**
Moyenne	190	12	0,14
Ecart-type	60	8	0,06
CoV	32%	65%	45%

Tableau 3.5 – Tableau des résultats pour le bois d'Epicéa, en mode I

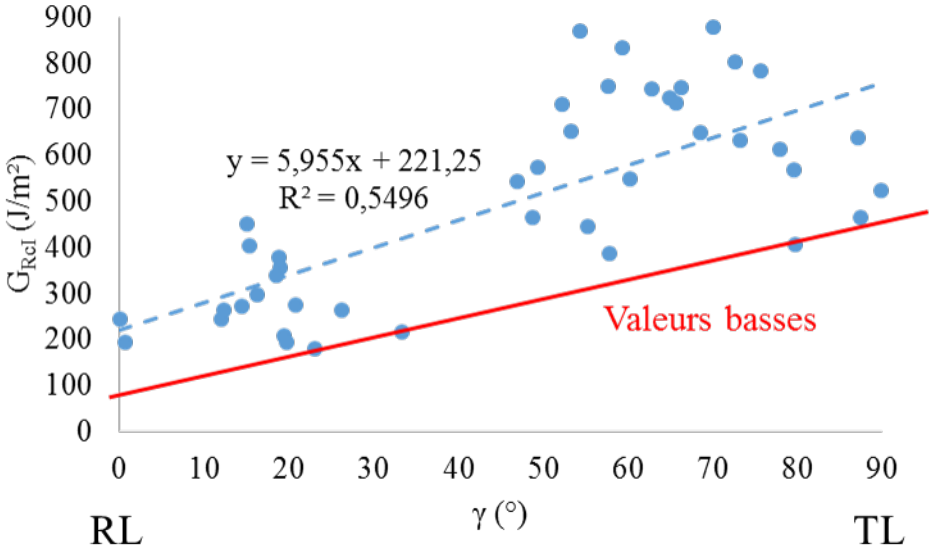


FIGURE 3.20 – Evolution de G_{Rc_I} en fonction de l'orientation du plan de fissuration pour le Pin Maritime (H% = 11%)

Pour le Pin Maritime, on constate une tendance reliant G_{Rc_I} à γ ($R^2 = 0,55$) (Figure 3.20). De plus, les valeurs pour un plan de fissuration TL (750 J/m^2) et RL (220 J/m^2) correspondent aux ordres de grandeurs constatés dans la littérature (Tableau 3.1).

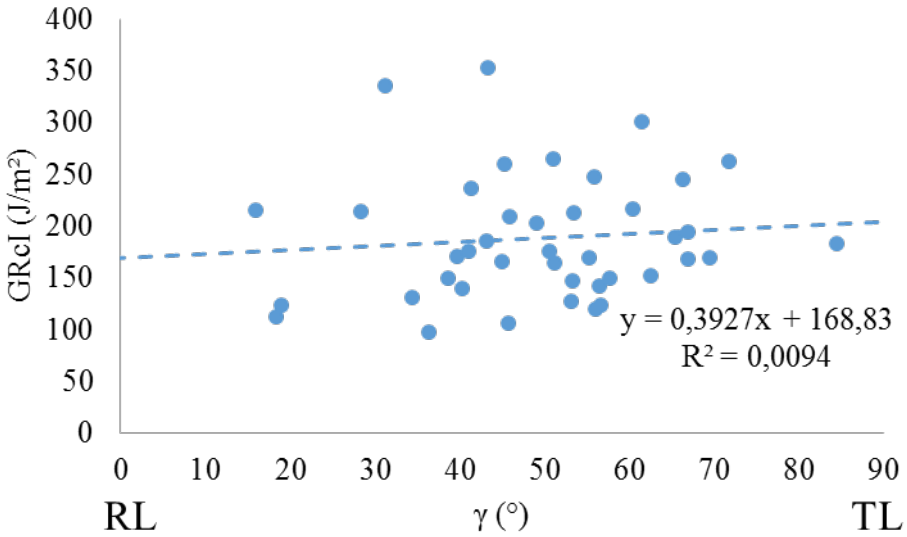


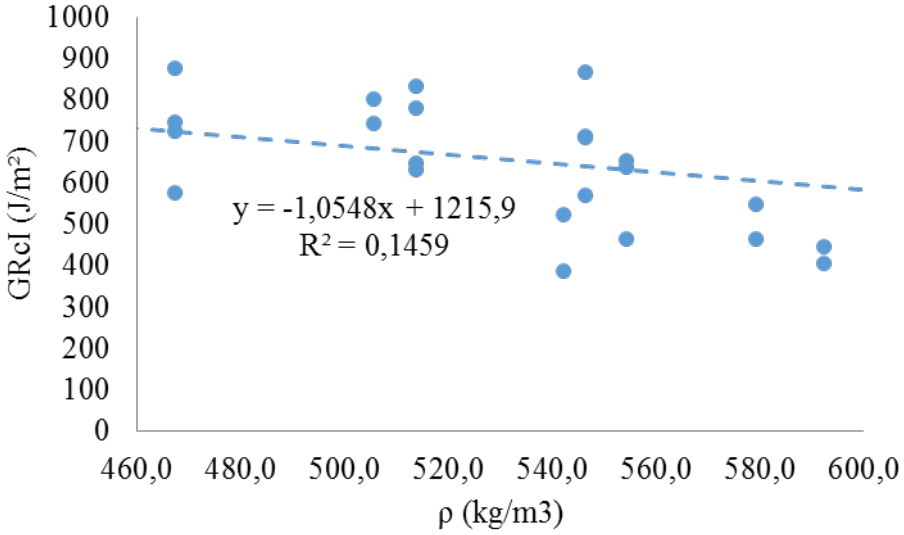
FIGURE 3.21 – Evolution de G_{Rc_I} en fonction de l'orientation du plan de fissuration pour l'Epicéa (H% = 11%)

Dans le cas de l'Epicéa, G_{Rc_I} semble indépendant de l'orientation du plan de fissuration. L'ordre de grandeur constaté pour G_{Rc_I} (190 J/m^2) converge vers celui proposé dans la littérature [59, 13], bien qu'il soit déterminé avec des géométries d'éprouvettes différentes. On constate donc une différence de comportement entre les éprouvettes en Pin Maritime et celles en Epicéa. Dans les deux cas, les valeurs obtenues convergent vers des valeurs proposées dans la littérature. Avec ces essais, il n'est cependant pas possible de déterminer la raison de cette différence dans le comportement. Les coefficients de variations obtenues montrent également la forte variabilité de ces propriétés. Aucune corrélation entre Δa_{c_I} et γ n'a été constatée.

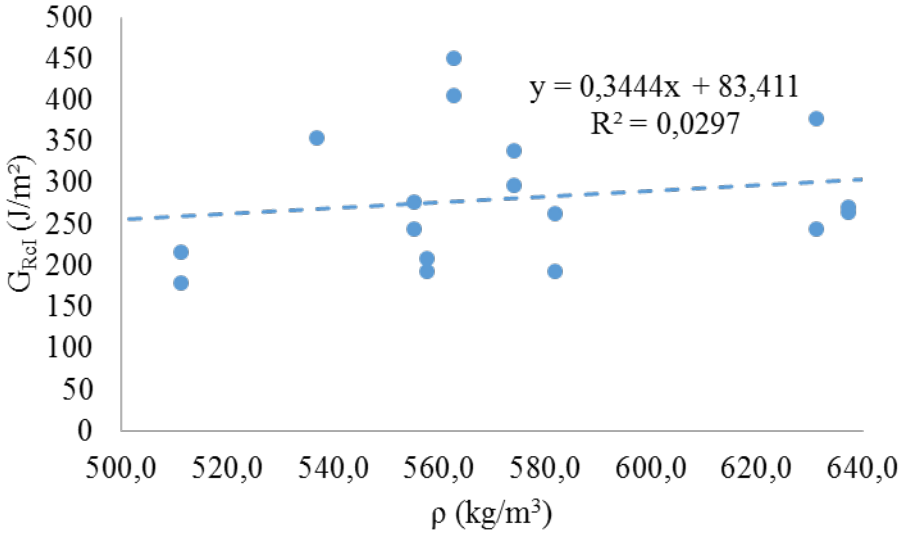
L'un des objectifs de cette campagne expérimentale est de vérifier l'hypothèse simplificatrice réalisée pour l'implantation de l'expression de Gustafsson dans les Eurocodes 5. Pour cela, la possible corrélation entre la masse volumique globale (ρ) des lamelles, dont sont issues les éprouvettes de caractérisation, et les valeurs plateaux des courbes-R en mode I obtenues (G_{Rc_I}) est étudiée pour le Pin Maritime (Figure 3.22) et pour l'Epicéa (Figure 3.23).

En tenant compte de l'influence de γ sur les valeurs de G_{Rc_I} dans le cas du Pin Maritime, les éprouvettes ont été séparées en deux familles, celles privilégiant une orientation RL [0 ° ; 45 °] et celles privilégiant une orientation TL [45 ° ; 90 °] ; les

éprouvettes ayant une plan de fissuration orienté à 45 ° ont été évacuées de cette étude.



(a)



(b)

FIGURE 3.22 – Evolution de (G_{Rc_I}) en fonction de la masse volumique des éprouvettes (a) pour une orientation TL et (b) une orientation RL (H% = 11%)

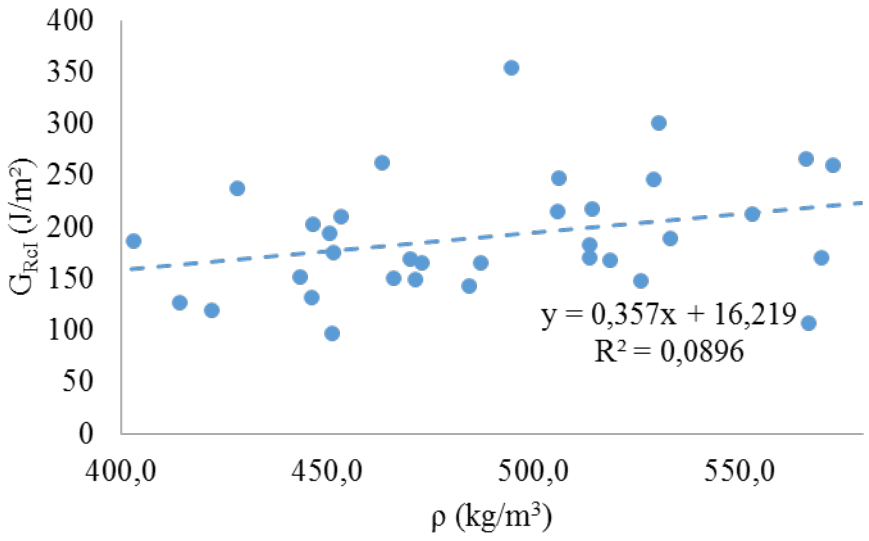


FIGURE 3.23 – Evolution de G_{Rc_I} en fonction de la masse volumique des éprouvettes pour l'Epicéa (H% = 11%)

Aucune des deux essences ne présente de réelle corrélation entre la masse volumique globale ρ et la valeur plateau de la courbe-R G_{Rc_I}. L'hypothèse proposée pour la simplification de la formulation des Eurocodes 5 n'est donc pas applicable dans l'absolu. C'est pourquoi, il est nécessaire de prendre en compte les propriétés de rupture du bois indépendamment des classes de résistances.

3.3.2 Mode II

Les résultats de cette campagne expérimentale, sans prise en compte de l'orientation des plans de fissurations, sont présentés dans les tableaux 3.6 et 3.7.

Paramètres	G_{Rc_I} J/m^2	a_{c_I} **(mm)**	β **(-)**
Moyenne	1190	25	0,63
Ecart-type	275	6	0,10
CoV	23%	22%	16%

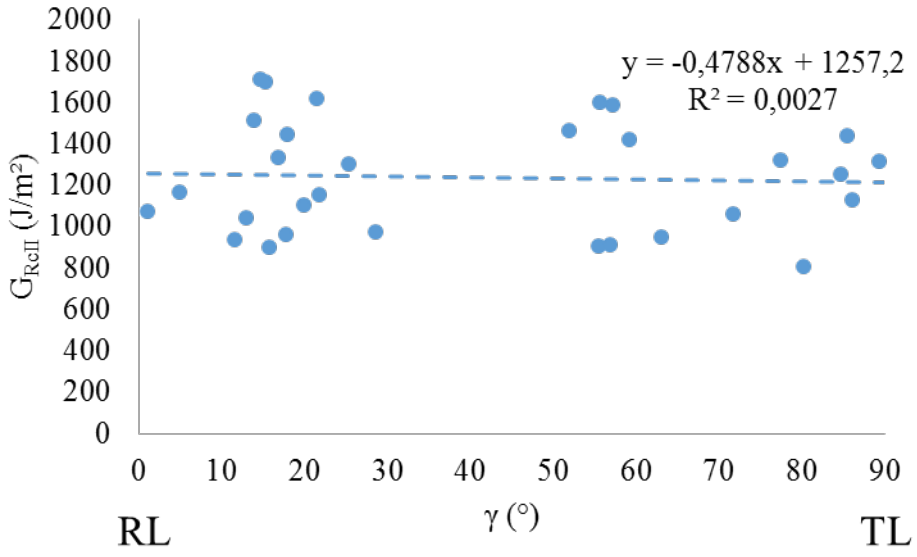
Tableau 3.6 – Tableau des résultats en mode II pour le bois de Pin Maritime

Paramètres	G_{Rc_I} J/m^2	a_{c_I} **(mm)**	β **(-)**
Moyenne	800	22	0,54
Ecart-type	181	8	0,17
CoV	23%	36%	31%

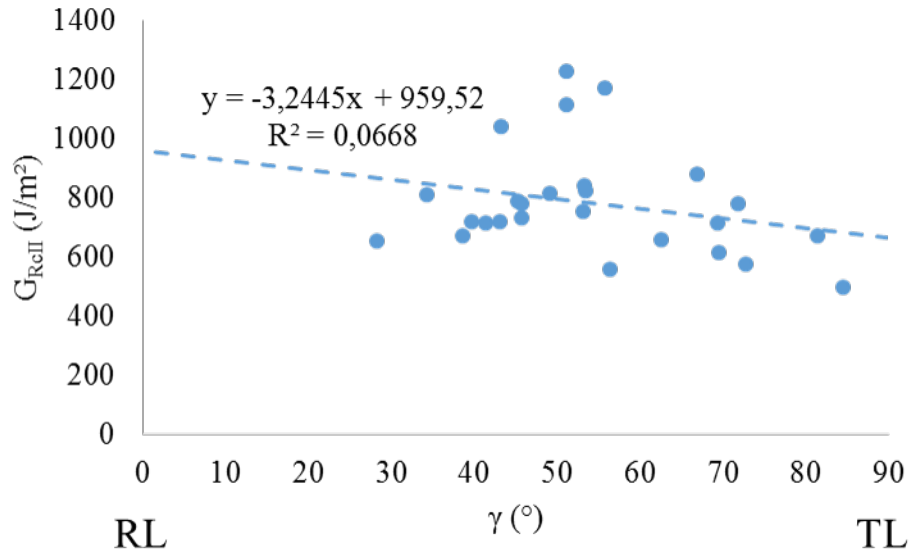
Tableau 3.7 – Tableau des résultats en mode II pour le bois d'Epicéa

On observe des coefficients de variation bien moins importants que pour les essais en mode I. La propagation plus stable de la fissure lors des essais, et le rejet des éprouvettes présentant un confinement de fissure peuvent expliquer, en partie, une faible variabilité des résultats.

Comme pour le mode I, l'influence de γ sur les valeurs plateau de la courbe-R est étudiée pour le Pin Maritime (Figure 3.24(a)) et l'Epicéa (Figure 3.24(b)).



(a)

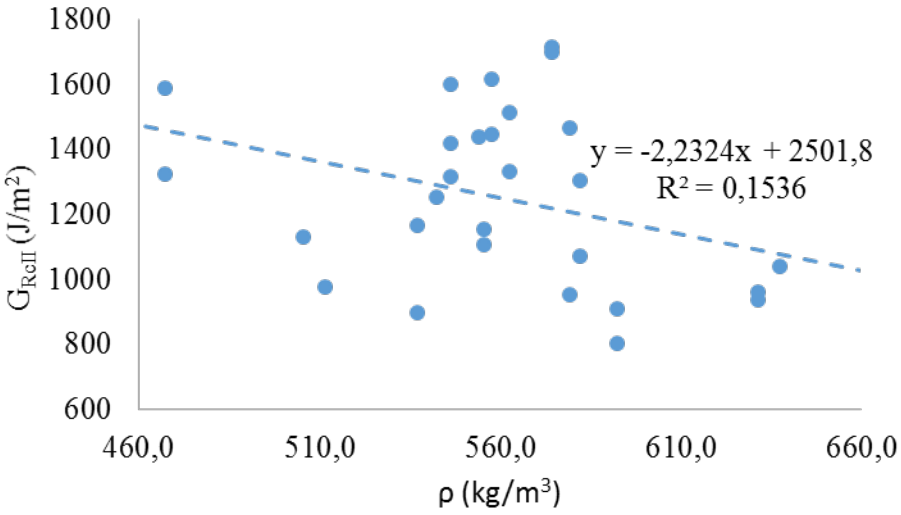


(b)

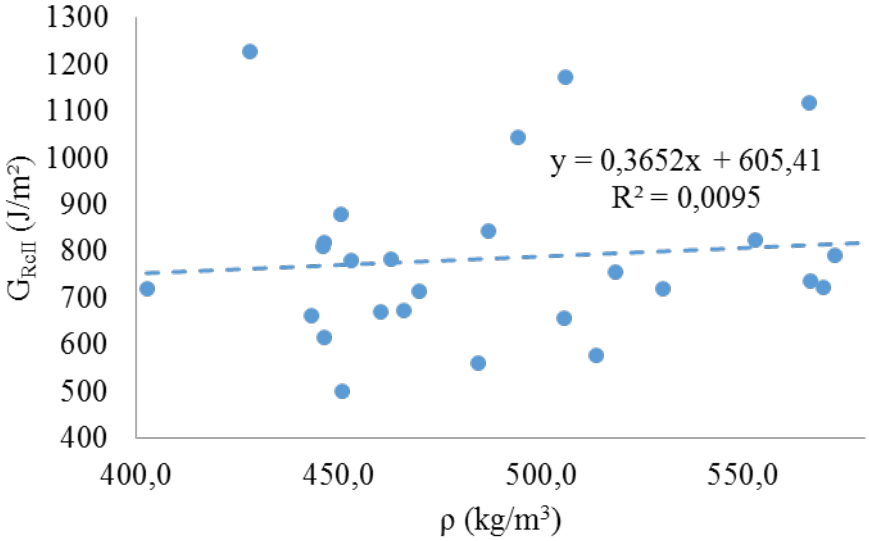
FIGURE 3.24 – Evolution de $G_{Rc_{II}}$ en fonction de l'orientation du plan de fissuration pour le Pin Maritime (a) et l'Epicéa (b) (H% = 11%)

Aucune des deux essences ne présente de corrélation significative entre la valeur plateau de la courbe $G_{Rc_{II}}$ et γ. Les valeurs de $G_{Rc_{II}}$ obtenues pour l'Epicéa sont du même ordre de grandeur (800 J/m^2) que celles obtenues par Phan *et al.* [13] sur des éprouvettes MMB (Tableau 3.2).

La possible corrélation entre la masse volumique globale ρ et la valeur plateau des courbes-R en mode II $G_{Rc_{II}}$ est étudiée (Figure 3.25(b)). Aucune influence de γ sur $G_{Rc_{II}}$ n'étant constatée, l'ensemble des éprouvettes d'une même essence sont étudiées sur un même graphique, toutes orientations du plan de fissuration confondues. Aucune corrélation entre $G_{Rc_{II}}$ et ρ n'est établie.



(a) Pin Maritime

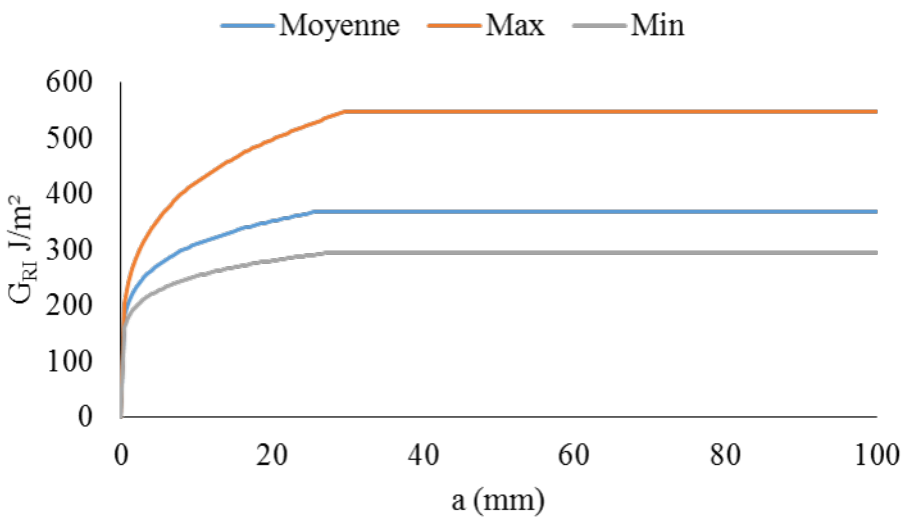


(b) Epicéa

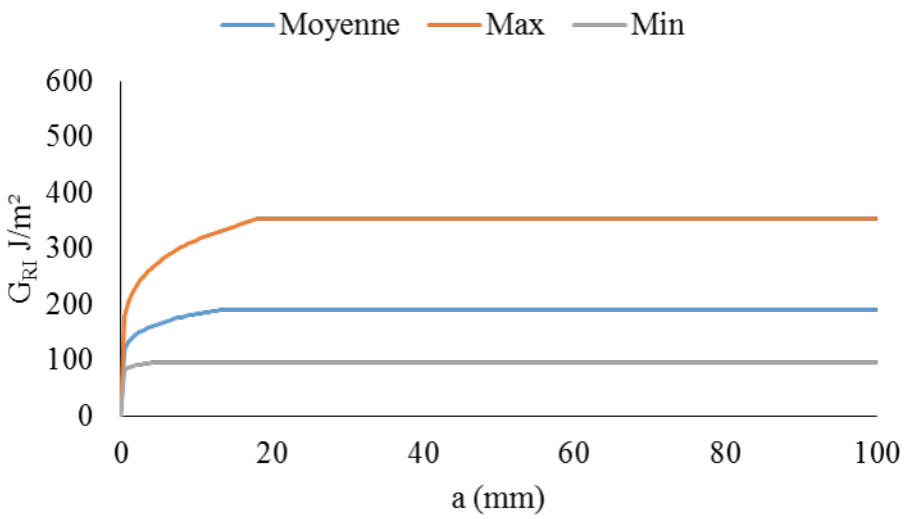
FIGURE 3.25 – Evolution de ($G_{Rc_{II}}$) en fonction de la masse volumique des éprouvettes (a) pour une orientation TL et (b) une orientation RL, pour le Pin Maritime (H% = 11%)

3.4 Courbes-R prédictives

Comme on peut le constater dans les tableaux de résultats, les courbes-R présentent une forte variabilité, qui semble plus marquée en mode I. Afin de prendre en compte, pour chacun des modes, cette variabilité et son influence sur les performances, des courbes-R enveloppe, en plus de la courbe-R moyenne (construite à partir des valeurs moyennes de G_{Rc}, Δa_c et β), ont été implantées dans le modèle de prédiction présenté au chapitre 2. Ces courbes sont représentées sur les figures 3.26 et 3.27, et sont issues des jeux de paramètres présentés dans les tableaux 3.4 et 3.4.

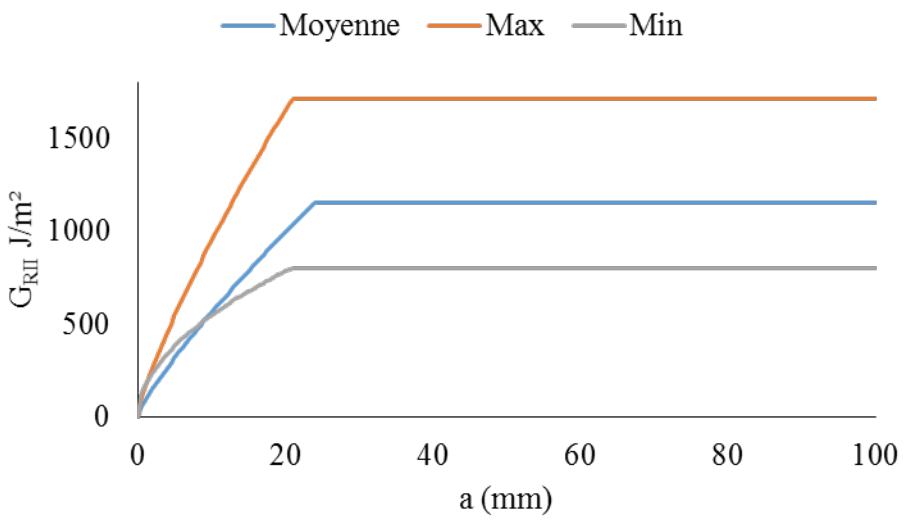


(a) Pin Maritime

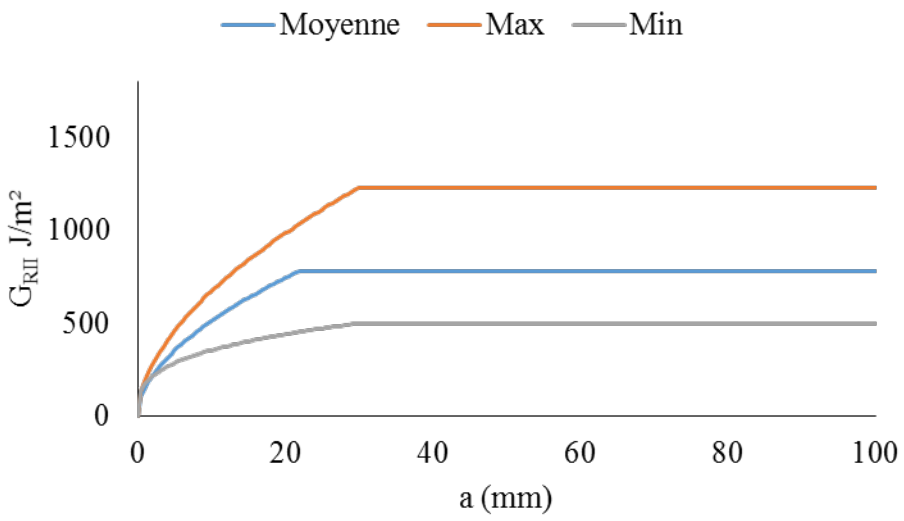


(b) Epicéa

FIGURE 3.26 – Graphiques représentant les courbes-R enveloppe en mode I qui alimentent le modèle de prédiction du chapitre 2 pour le Pin Maritime (a) et l'Epicéa (b)



(a) Pin Maritime



(b) Epicéa

FIGURE 3.27 – Graphiques représentant les courbes-R enveloppe en mode II qui alimentent le modèle de prédiction du chapitre 2 pour le Pin Maritime (a) et l'Epicéa (b)

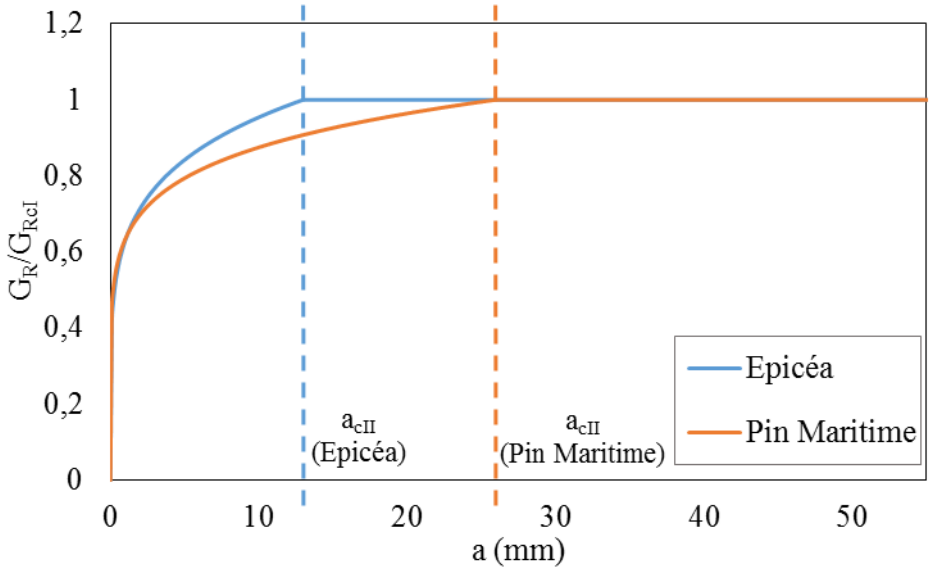
Mode	I			II		
Paramètres	G_{Rc_I} (J/mm^2)	Δa_{c_I} (mm)	β_I	$G_{Rc_{II}}$ (J/mm^2)	$\Delta a_{c_{II}}$ (mm)	β_{II}
Moyenne	500	24	0,25	1190	25	0,63
Minimum	180	11	0,22	800	21	0,52
Maximum	880	25	0,38	1720	21	0,8

Tableau 3.8 – Tableau récapitulatif des propriétés de rupture du Pin Maritime (*Pinus pinaster*) utilisées dans le modèle de prédiction

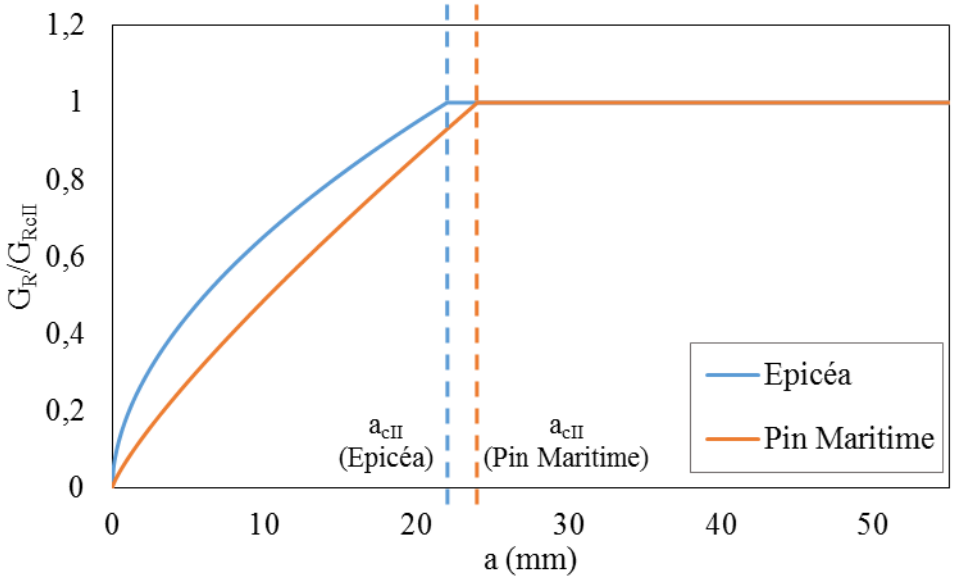
Mode	I			II		
Paramètres	G_{Rc_I} (J/m^2)	Δa_{c_I} (mm)	β_I	$G_{Rc_{II}}$ (J/m^2)	$\Delta a_{c_{II}}$ (mm)	β_{II}
Moyenne	190	12	0,14	780	22	0,54
Minimum	100	5	0,07	500	30	0,311
Maximum	350	18	0,199	1230	30	0,551

Tableau 3.9 – Tableau récapitulatif des propriétés de rupture de l'Epicéa (*Picea abies*) utilisées dans le modèle de prédiction

Grâce aux courbes-R, il est possible de prendre en compte l'effet d'essence de deux manières. La première concerne une différence d'énergie entre les valeurs plateaux des courbes (G_{Rc}), qui se répercute sur les deux modes de propagation. Le Pin Maritime nécessite, une fois la valeur plateau atteinte, 2,5 fois plus d'énergie en mode I et 1,5 fois plus en mode II que l'Epicéa pour propager une fissure . Cette différence est appréciable par les méthodes de dimensionnement considérant le bois comme un matériau purement fragile. Il suffit pour cela de considérer un taux de restitution d'énergie critique (G_c) correspondant à celui de l'essence concernée. Toutefois, elles ne permettent pas de prendre en compte l'effet d'essence induit par la quasi-fragilité du matériau. En effet, le bois peut être plus ou moins fragile. La quasi-fragilité est décrite par la longueur de fissure équivalente critique (Δa_c). La figure 3.28 représente la différence que cela implique, sur les modes I et II purs, entre le Pin Maritime et l'Epicéa. Afin de comparer la résistance à la propagation de fissure, ($G_R(a)$) est normalisée par la valeur plateau de la courbe-R (G_{Rc}).



(a)



(b)

FIGURE 3.28 – Comparaison entre les courbes-R normalisées de l'Epicéa et du Pin Maritime

Comme on peut le voir sur la figure 3.28(a) l'Epicéa a un comportement plus fragile que le Pin Maritime. Les Δa_{c_I} sont plus grands pour le Pin Maritime, ce qui traduit des pontages de fissure plus importants [57].

3.5 Bilan

La campagne expérimentale menée propose une même géométrie pour identifier de manière complète les propriétés des courbes de résistances en mode I et en mode II pur, et cela pour deux essences différentes. L'intérêt d'une configuration unique est d'éviter tout biais inhérent à la géométrie. Il est proposé ensuite de suivre un protocole expérimental rigoureux qui attribue à la seule variation de complaisance, les influences couplées de l'endommagement et de l'extension de fissure. Dans ces conditions, la récupération des données expérimentales est sujette à un traitement de données formalisé et dédié à la détermination des courbes de résistances. L'algorithme utilisé se base principalement sur l'erreur de mesure expérimentale des énergies de rupture. Les résultats et les descriptions techniques de ce chapitre restent primordiaux pour la suite de l'étude, car ils visent à quantifier l'endommagement et la fissuration par des méthodes énergétiques .

Il ressort de cette étude un degré d'anisotropie marqué des essences entre le mode I et le mode II de l'ordre de 4,2 pour l'Epicéa et 2,4 pour le Pin Maritime. Pour ce dernier, l'étude expérimentale montre une dépendance significative de l'énergie de rupture en mode I selon les directions intermédiaires des débits entre les plans RL et TL. L'Epicéa, lui, présente un caractère plus fragile, ce qui veut dire que la zone endommagée avant fissuration peut avoir une taille plus petite mais qui reste non négligeable pour l'appréciation des mécanismes de ruine des composants de structure.

Les expériences proposées qualifient les comportements à la rupture des bois, qui peuvent être traités courbes à courbes. Les routines numériques et expérimentales permettent de fournir les enveloppes des lois énergétiques propres aux modes I et II afin d'alimenter des modélisations pour les composants de structures soumis au fendage.

Chapitre 4

Campagnes expérimentales

4.1 Introduction

Une méthode de prédiction de la résistance des poutres renforcées et non-renforcées soumises au fendage est présentée dans le chapitre 2. Elle se focalise sur les poutres entaillées et ses apports sont décrits par rapport aux méthodes actuellement proposées dans les Eurocodes 5 [15]. Pour utiliser cette approche, un certain nombre de propriétés du matériau doivent être déterminées. Ainsi, alors que les propriétés élastiques sont issues de la littérature, les propriétés de rupture, caractérisées par les courbes-R, sont moins représentées dans la production scientifique, et ont donc été déterminées pour le Pin Maritime (*Pinus pinaster*) et l'Epicéa (*Picea abies*) par une campagne de caractérisation présentée dans le chapitre 3. La dernière étape, présentée ici, consiste à confronter cette méthode et ses prédictions aux résultats expérimentaux, pour évaluer sa pertinence par rapport aux méthodes de dimensionnement en vigueur.

4.2 Campagnes expérimentales

Afin de valider la méthode de dimensionnement développée au cours de cette thèse, qui comprend un modèle numérique (chapitre 2), mais également une caractérisation spécifique des propriétés de rupture et d'endommagement permettant de

décrire les mécanismes liés au fendage du bois (chapitre 3), trois campagnes expérimentales de différentes dimensions ont été menées (Figure 4.1). Celles-ci ont pour objectif d'évaluer la pertinence du modèle pour les poutres entaillées renforcées et non-renforcées, tout en considérant un possible effet d'échelle. On parlera alors de campagnes de "petites dimensions", de "dimensions intermédiaires" et de "grandes dimensions". Elles seront présentées des plus petites dimensions aux plus grandes, ce qui correspond à l'ordre chronologique dans lequel les essais ont été réalisés.

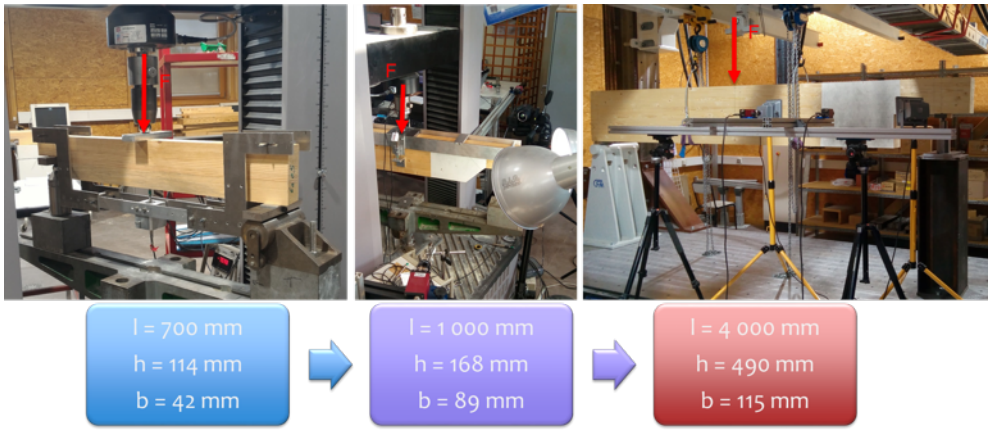


FIGURE 4.1 – Présentation des trois campagnes expérimentales réalisées montrant l'augmentation progressive de la dimension des éléments testés

Nomenclature

Avant de détailler les configurations d'essais ainsi que les géométries des poutres testées, cette partie se propose de faire le point sur la nomenclature utilisée dans l'ensemble de ce chapitre pour décrire les caractéristiques de chacune des poutres. Ainsi, l'ensemble des essais ayant été réalisés en flexion 3-points sur des poutres entaillées, toutes les poutres ont la dénomination **FEN**. Ensuite afin de différencier l'échelle d'expérimentation, la longueur des poutres testées est indiquée ; on retrouve donc **1M** pour les poutres de dimensions intermédiaires et **4M** pour les poutres de grandes dimensions, les poutres de petites dimensions n'ayant pas de spécification à ce niveau. Le nombre de renfort quand à lui est indiqué par la notation **XR**. Viennent ensuite les caractéristiques liées à chacune des campagnes expérimentales qui seront détaillées dans leurs parties respectives.

4.2.1 Essais de "petites dimensions"

Cette campagne expérimentale a pour objectifs de mettre en évidence la quasi-fragilité dans les mécanismes de ruine des poutres entaillées en Pin Maritime et d'identifier, d'une part, l'effet de l'orientation des cernes, lié au débit du bois, et d'autre part, l'effet de la hauteur de l'entaille sur la résistance ultime des poutres. Pour ce faire, les poutres testées sont séparées en trois groupes dont les principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 4.1. Chaque poutre a une distance entre appuis de 690 mm, une hauteur de 114 mm et une largeur de 42 mm ; le bois utilisé est du Pin Maritime massif C24.

Poutre	α	β	**Plan de fissuration privilégié**	**Nombre d'essais**
FENA04	0,4	0,6	RL	8
FENA05	0,5		RL	8
FENC			TL	10

Tableau 4.1 – Tableau récapitulatif des caractéristiques des différentes catégories de poutres testées lors de la campagne de "petites dimensions"

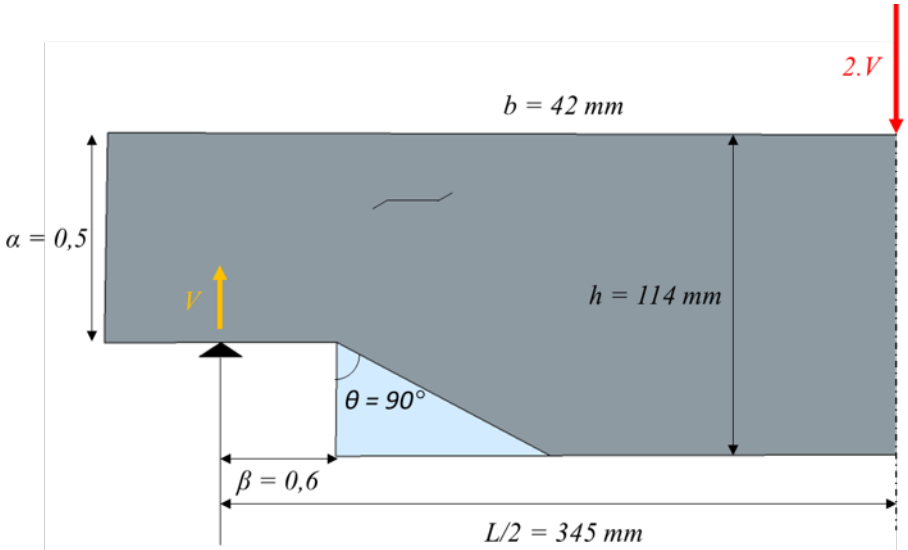


FIGURE 4.2 – Schéma de la géométrie des poutres de la catégorie **FENA05**

Les essais sont réalisés en flexion trois points sur une MTS d'une capacité maxi-

male de 50kN, avec une cellule de force d'une précision de 0,5% de la charge appliquée. Le pilotage de l'essai s'effectue en déplacement de traverse imposé. La mesure de la flèche sous la charge s'effectue à l'aide d'un LVDT, précis à 10 μm. Elle est réalisée sur un châssis qui s'appuie aux droits des points d'appuis de la poutre. Ce système est identique à celui utilisé pour la caractérisation des courbes-R en mode II (chapitre 3). Il permet de s'assurer que la variation de complaisance mesurée n'est pas perturbée par l'indentation et la réponse élastique des appuis. Ainsi les mesures effectuées au cours de cette campagne expérimentale consiste à tracer la courbe force/déplacement du composant étudié. Un total de 26 essais ont été réalisés pour cette campagne expérimentale, comme cela est présenté dans le tableau 4.1.

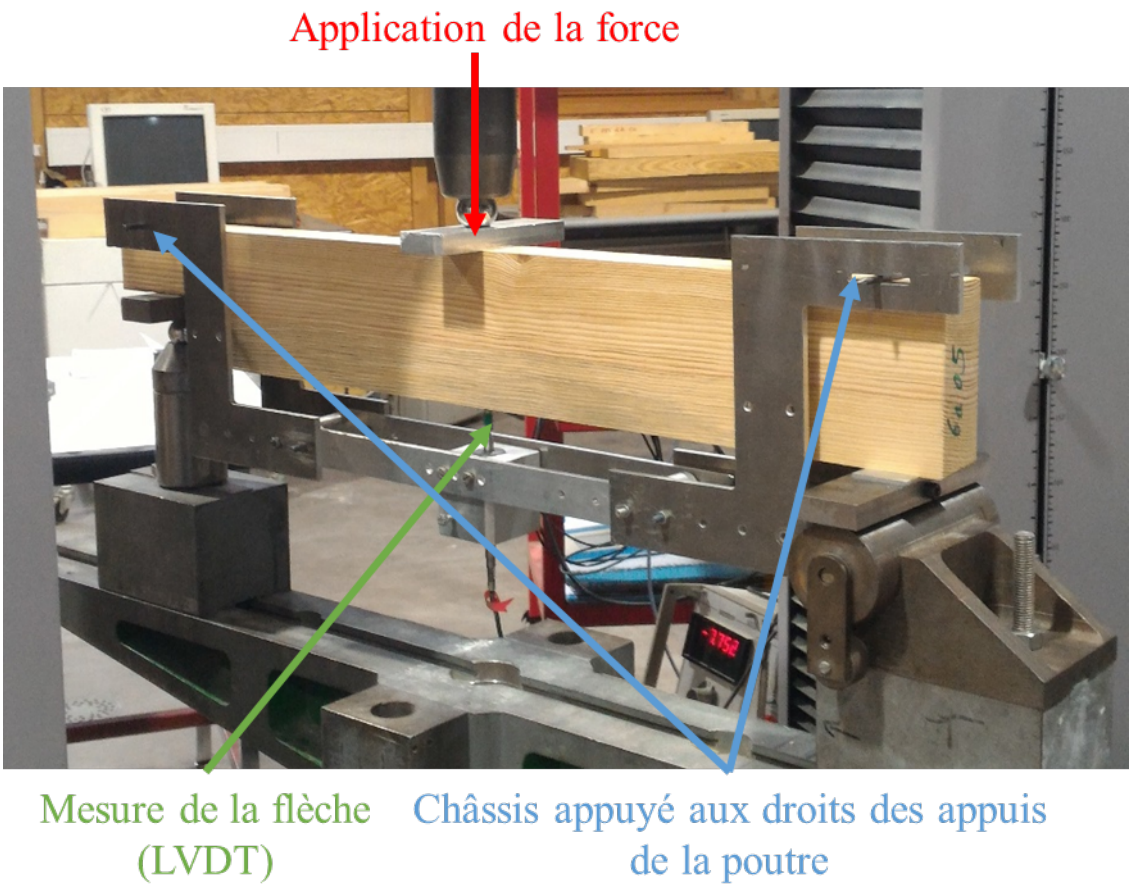


FIGURE 4.3 – Photo d'un essai de "petite dimension"

4.2.2 Essais de "dimensions intermédiaires"

Cette campagne expérimentale a pour objectif d'étudier la contribution du renforcement sur la résistance ultime des poutres, ainsi que l'effet des entailles biaises ou à inertie variable. Pour cela, deux géométries de poutres et deux systèmes de renforcement avec une seule file de vis ont été testés. Leurs principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 4.2. Chaque poutre a une distance entre appuis de 990 mm, une hauteur de 168 mm et une largeur de 89 mm ; le bois utilisé est du lamellé-collé d'Epicéa de classe GL24h.

Poutre	α	β	θ (°)	**Nombre de vis**	**Nombre d'essais**
FEN1M	0,5	0,6	90	0	5
FEN1MT			45		6
FEN1M1R			90	1	6
FEN1M3R				3	6
FEN1MT1R			45	1	6
FEN1MT3R				3	6

Tableau 4.2 – Tableau récapitulatif des caractéristiques des différentes catégories de poutres testées lors de la campagne de "dimensions intermédiaires" (**T** = entaille biaise)

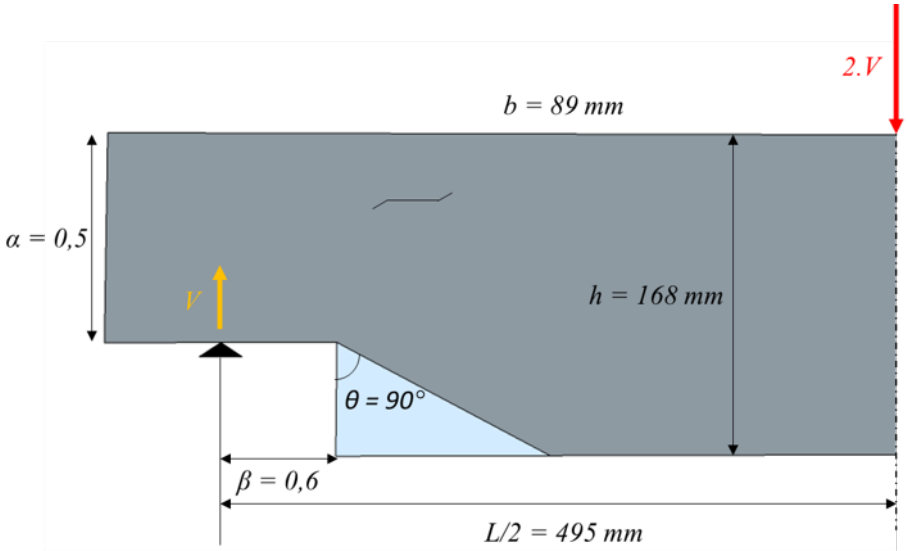


FIGURE 4.4 – Schéma de la géométrie des poutres de la catégorie **FEN1M**

L'ensemble des essais sont réalisés en flexion trois points sur une MTS d'une capacité maximale de 100kN, avec une cellule de force d'une précision de 0,5% de la charge appliquée. Comme pour la campagne expérimentale de "petites dimensions", la mesure de la flèche est réalisée de façon à assurer que la mesure de la variation de complaisance ne soit pas perturbée par l'indentation et la réponse élastique des appuis. Les LVDTs utilisés pour cette mesure ont une précision de 10 μm.

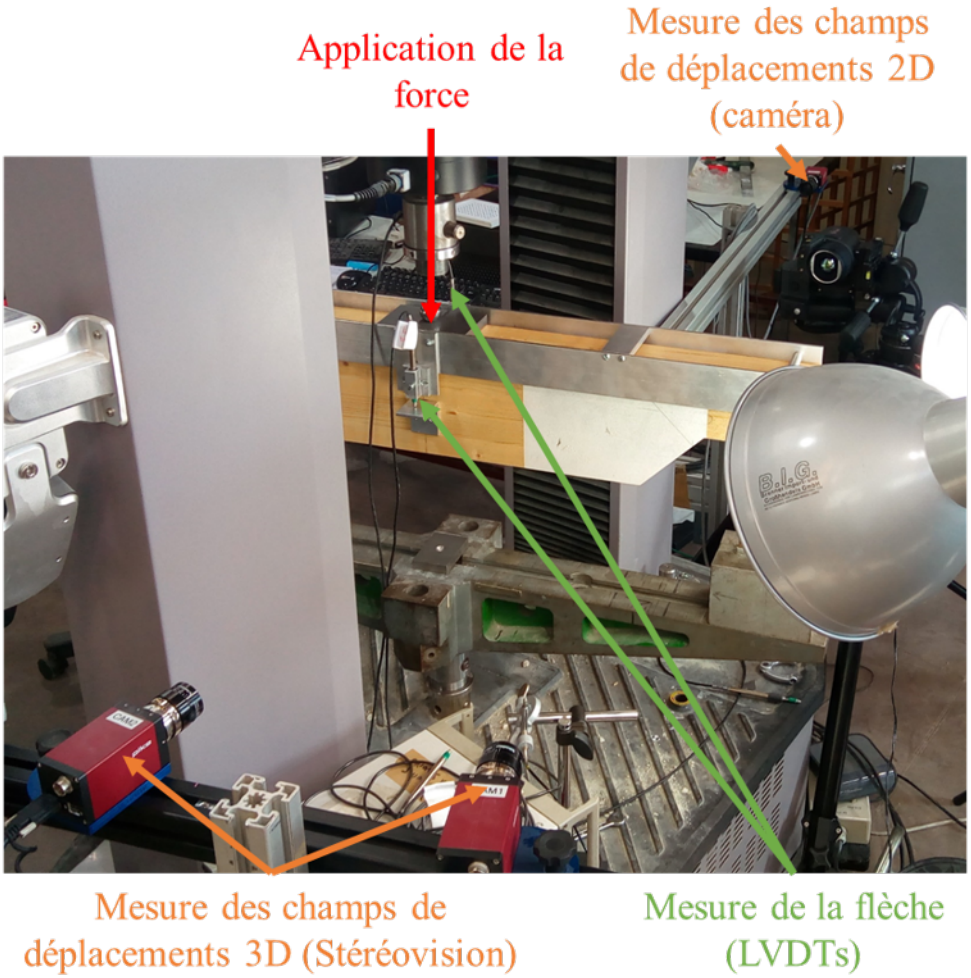


FIGURE 4.5 – Photo d'un essai de "dimension intermédiaire"

En plus de la mesure de la courbe force/déplacement, une mesure des champs de déplacements aux abords de l'entaille est effectuée sur les deux côtés des poutres testées, à l'aide de caméras. Un mouchetis est réalisé pour augmenter le contraste entre les différents pixels de l'image, afin de suivre plus précisement leurs déplacement à l'aide du logiciel de corrélation d'images (ViC-2D et ViC-3D). Pour ces essais,

ses dimensions sont d'environ $114 \times 250\ mm^2$. D'un côté, la mesure des champs de déplacements est effectuée en stéréovision (3D) afin de déceler d'éventuels déplacements hors plan, tandis que de l'autre la mesure n'est réalisée qu'en 2D. Elle a pour objectif principal de mettre en évidence l'endommagement avant la rupture des poutres, caractéristique du comportement quasi-fragile, et la potentielle bifurcation des modes de propagation de fissure engendrée par la présence des renforts, comme le suppose le modèle numérique présenté au chapitre 2. Au total 35 essais ont été réalisés pour cette campagne expérimentale, avec une répartition égale des essais dans chacune des catégories présentées dans le tableau 4.2.

4.2.3 Essais de "grandes dimensions"

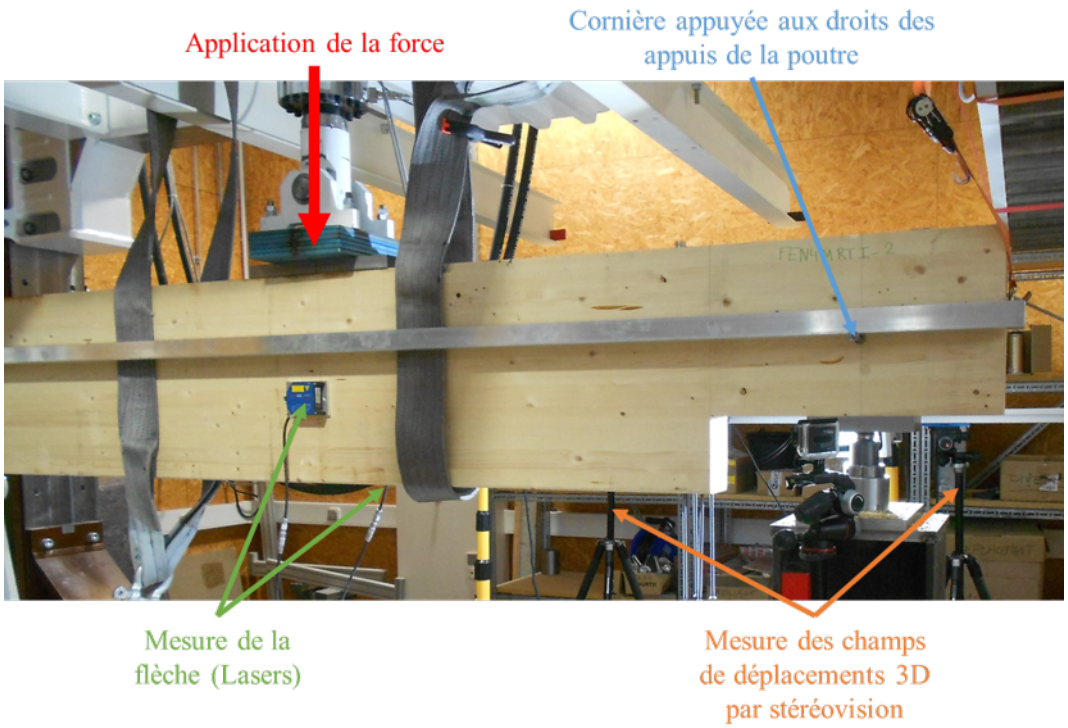
La campagne expérimentale dite de "grandes dimensions" a pour objectif d'étudier l'impact de la variation de la hauteur d'entaille (paramètre α) pour des valeurs différentes de celles étudiées dans la campagne de "petites dimensions", et également d'observer si les mécanismes de fissuration induits par les systèmes de renforcement observés sur les poutres de plus petites dimensions, restent similaires pour des dimensions d'emploi. Le coût des poutres utilisées étant plus élevé, seules 18 poutres, financées par le CODIFAB en 2018, ont été testées. Les configurations des essais sont présentées dans le tableau 4.3. Les poutres ont une hauteur pleine de 490 mm et une largeur de 115 mm ; le bois utilisé est du lamellé-collé de classe GL24h.

Les essais sont réalisés en déplacement imposé sur un banc de structure d'une capacité maximale de 250kN, avec une cellule de force d'une précision de 0,5% de la charge appliquée. Comme pour les campagnes expérimentales précedentes, la mesure de la flèche sous l'application de la charge est réalisée de façon à assurer que la mesure de la variation de complaisance ne soit pas perturbée par l'indentation et la réponse élastique au niveau des appuis. Toutefois, pour des raisons technologiques, la mesure est réalisée à l'aide de deux lasers positionnés de part et d'autre de la poutre, qui mesurent la distance à la cornière en acier, elle-même en appui aux droits des points d'appuis de la poutre (Figure 4.6(a)) ; la précision de ces derniers est de 50 μm. Une mesure des champs de déplacements aux abords de l'entaille est réalisée par stéréovision, afin d'identifier d'éventuels déplacements hors plan et de mettre en

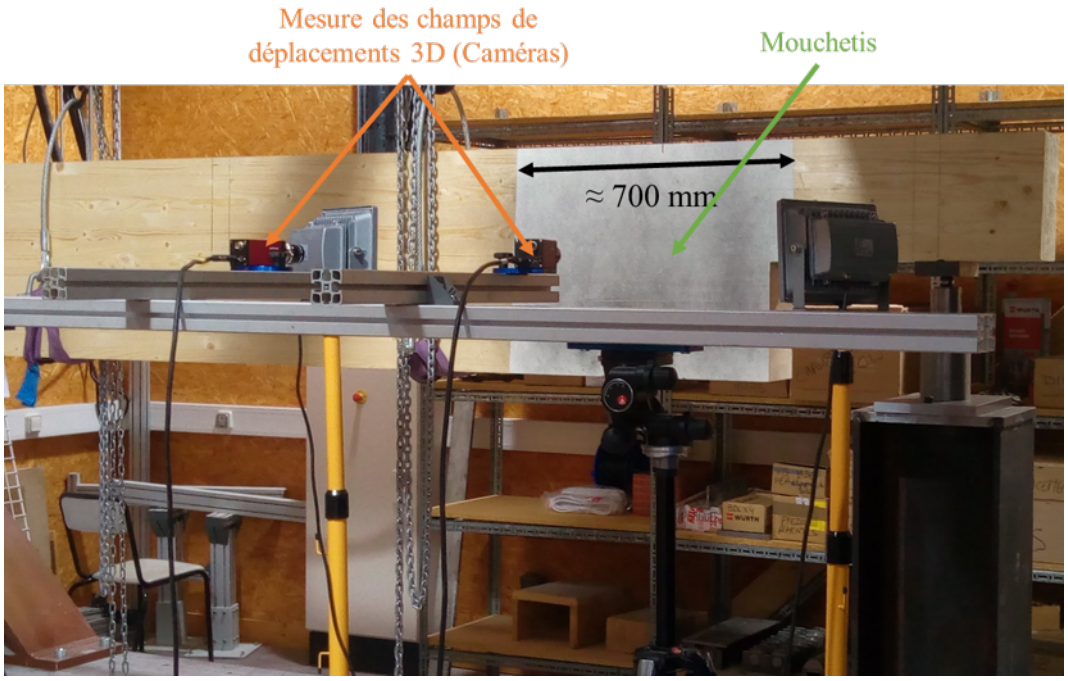
<table>
<tr><th>Poutre</th><th>α</th><th>β</th><th>Nombre file</th><th>Nombre de vis/file</th><th>L (mm)</th><th>Force centrée</th><th>Nombre d'essais</th></tr>
<tr><td>FEN4M_088</td><td>0,88</td><td rowspan="7">0,6</td><td colspan="2" rowspan="2">0</td><td rowspan="3">3500</td><td rowspan="3">OUI</td><td>4</td></tr>
<tr><td>FEN4M_066</td><td rowspan="6">0,66</td><td>6</td></tr>
<tr><td>FEN4M3RN</td><td rowspan="2">1</td><td>3</td><td>2</td></tr>
<tr><td>FEN4M2RN</td><td rowspan="3">2</td><td rowspan="4">3000</td><td rowspan="4">NON</td><td>1</td></tr>
<tr><td>FEN4M2RDN</td><td>2</td></tr>
<tr><td>FEN4MR2RDI</td><td>2</td><td>2</td></tr>
<tr><td>FEN4M3RDN</td><td>1</td><td>3</td><td>1</td></tr>
</table>

Tableau 4.3 – Tableau récapitulatif des caractéristiques des différentes catégories de poutres testées lors de la campagne de "grandes dimensions"

évidence l'impact des renforts sur les mécanismes de fissuration. Cependant, pour des raisons techniques, la mesure est effectuée uniquement sur l'un des côtés de la poutre, à l'aide d'un mouchetis d'une dimension d'environ $490 \times 700\ mm^2$ (Figure 4.6(b)).



(a) Essai de "grandes dimensions"



(b) Stéréovision

FIGURE 4.6 – Essai de "grandes dimensions"

4.2.4 Système de renforcement

Les campagnes expérimentales de "dimensions intermédiaires" et de "grandes dimensions" comportent des poutres renforcées à l'aide de vis fournies par la société SFS intec. Les principales caractéristiques de ces vis, dont la résistance à l'arrachement caractéristique ($f_{ax,k}$) et la résistance à la rupture en tension des vis ($R_{t,u,k}$), sont présentées dans le tableau 4.4. Les vis **WT-T-6,5X160** correspondent à la campagne de "dimensions intermédiaires" et les vis **WR-T-9X350** à la campagne de "grandes dimensions" (Figure 4.7 et 4.8).

Nom	**Diamètre extérieur** (mm)	**Longueur** (mm)	$f_{ax,k}$ (N/mm^2)	$R_{t,u,k}$ (kN)
WT-T-6,5X160	6,5	160	12,9	14,4
WR-T-9X350	9	350	12,8	35,9

Tableau 4.4 – Caractéristiques des vis utilisées dans les différentes campagnes expérimentales ; ces valeurs sont issues de la documentation technique SFS [17, 18, 19]

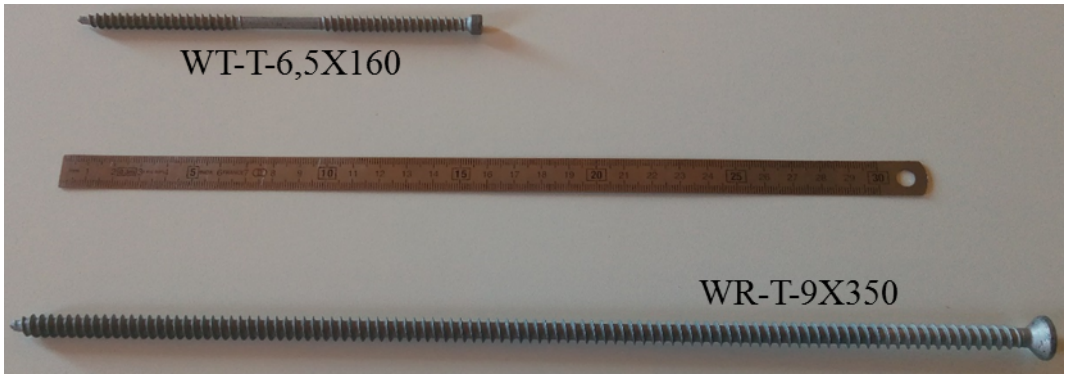


FIGURE 4.7 – Vis utilisées lors des différentes campagnes expérimentales

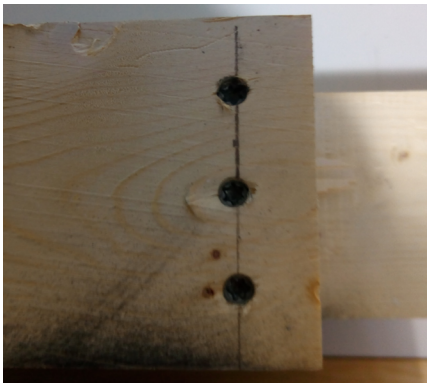
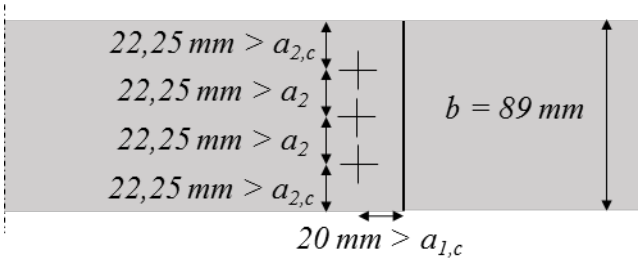


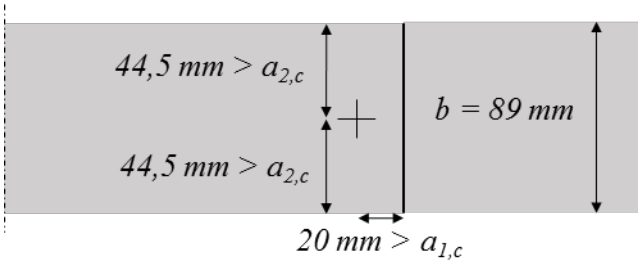
FIGURE 4.8 – Exemple d'implantation des vis pour une poutre de la catégorie **FEN1M3R**

Essais de "dimensions intermédiaires"

Pour la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires", deux configurations de renforcement ont été testées (Figure 4.9), une avec trois renforts et l'autre avec un renfort central (Figure 4.9). Les vis sont introduites à une distance de 20 mm du fond d'entaille, ce qui est supérieur à la valeur $a_{1,c}$ de 2,5d proposée par les nouvelles recommandations des Eurocodes 5 sur le renforcement [9]. Pour les poutres avec trois renforts, ces derniers sont répartis uniformément dans la largeur des poutres, en respectant les règles de pinces de SFS (Figure 4.9(a)). Pour les poutres avec un seul renfort, celui-ci est introduit au milieu de la largeur de la poutre (Figure 4.9(b)).



(a) Configuration de renforcement pour les poutres **FEN1M3R**



(b) Configuration de renforcement pour les poutres **FEN1M1R**

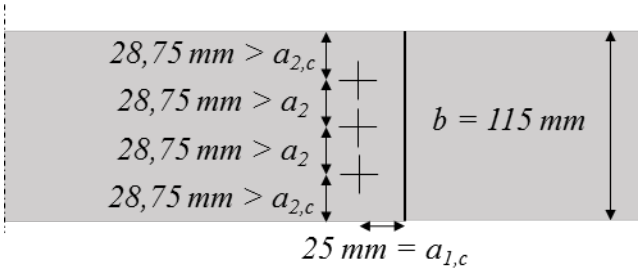
FIGURE 4.9 – Configurations de renforcement pour les poutres de "dimensions intermédiaires"

Essais de "grandes dimensions"

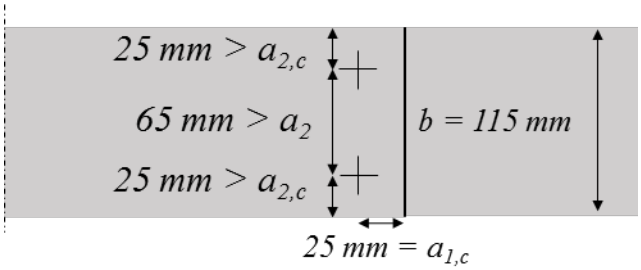
Pour la campagne expérimentale de "grandes dimensions", trois configurations de renforcement ont été testées (Figure 4.10), deux avec une seule file de vis, et une avec deux files. Dans chacun des cas, les vis sont introduites à 25 mm du fond d'entaille, ce qui correspond à la valeur de $a_{c,1}$, conformément aux nouvelles recommandations des Eurocodes 5 sur le renforcement [9]. La pertinence de cette recommendation sera discutée dans la suite de ce chapitre. Les configurations choisies respectent toutes les règles de pinces proposées par SFS intec, qui sont déduites des règles de pinces de la DIN [16].

La première configuration de frettage à une file de vis est composée de trois renforts répartis uniformément dans la largeur de la poutre (Figure 4.10(a)), et correspond au même type de configuration que les poutres à trois renforts de la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires" (**FEN1M3R**). La seconde

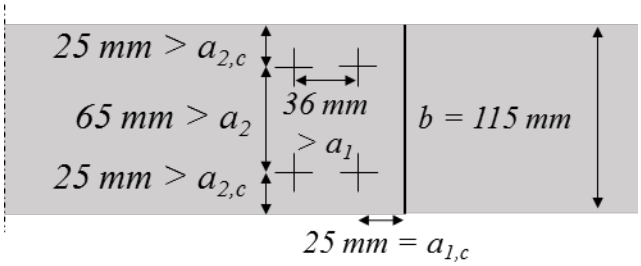
configuration à une file de vis est composée de deux renforts placés, dans les limites des règles de pinces, sur les extérieurs de la poutre (Figure 4.10(b)), afin de comparer deux configurations de renforcement respectant les règles de dimensionnement proposées. La dernière configuration de renforcement testée est composée de deux files de deux vis (Figure 4.10(c)).



(a) Configuration de renforcement pour les poutres **FEN4M3RN** et**FEN4M3RDN**



(b) Configuration de renforcement pour les poutres **FEN4M2RN** et **FEN4M2RDN**



(c) Configuration de renforcement pour les poutres **FEN4M2RDI**

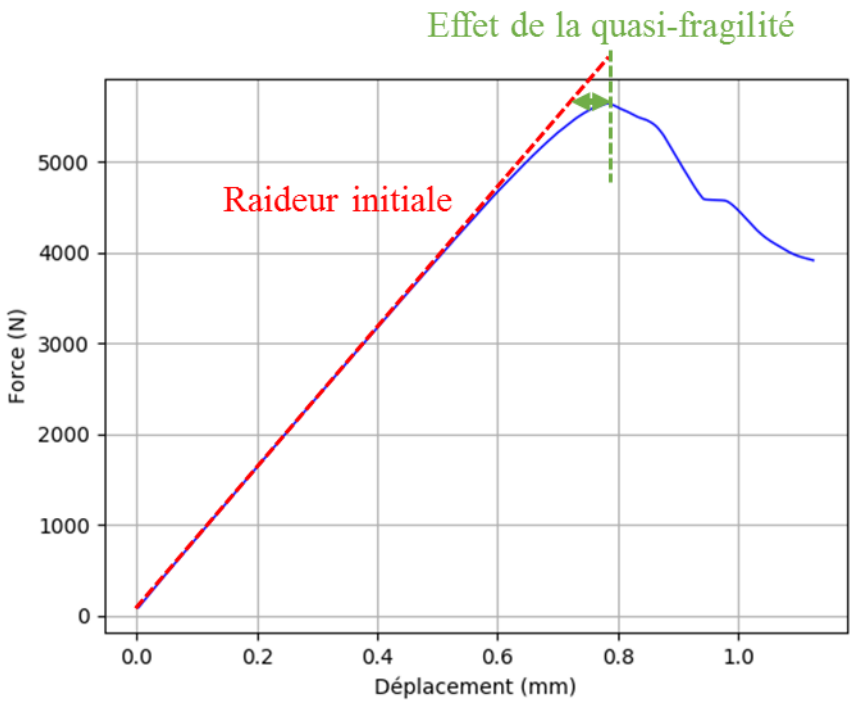
FIGURE 4.10 – Configurations de renforcement pour les poutres de "grandes dimensions"

4.3 Analyse des résultats expérimentaux

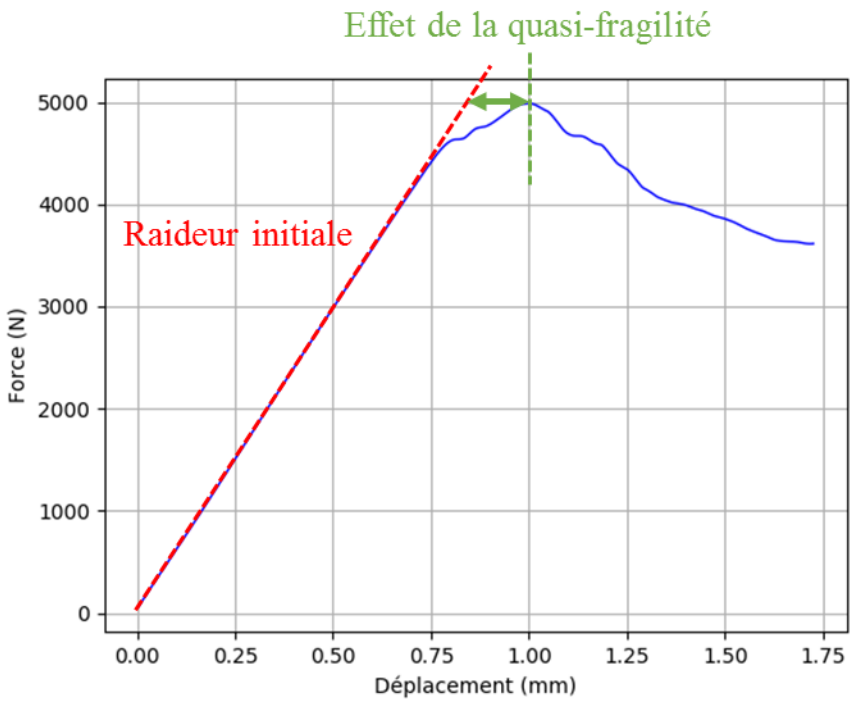
4.3.1 Essais de "petites dimensions"

Pour rappel, les poutres de la catégorie **FENA05** ont la particularité d'avoir un $\alpha = 0,5$, les poutres de la catégories **FENA04** un $\alpha = 0,4$ et les poutres **FENC** ont les mêmes caractéristiques géométriques que les poutres **FENA05**, mais leur plan de fissuration privilégie une orientation TL au lieu de RL (voir tableau 4.1).

L'un des objectifs de cette campagne expérimentale est de mettre en évidence l'effet de la quasi-fragilité sur la ruine des poutres entaillées sans renforts. Effet qui se traduit expérimentalement par une perte progressive de la raideur de la poutre, avant que cette dernière ne cède brutalement, comme cela est présenté sur la figure 4.11. Cette observation va dans le sens de ce qui a été présenté dans le chapitre 2 avec le modèle numérique, la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture équivalente ($\mathrm{MLER_{eq}}$) traduisant l'endommagement dû à la quasi-fragilité du matériau par une augmentation progressive de la complaisance de l'élément considéré.



(a)



(b)

FIGURE 4.11 – Exemple de courbe expérimentale de la catégorie **FENA05** (a) et **FENA04** (b)

Le modèle numérique prédit une différence dans le comportement quasi-fragile entre une poutre entaillée ayant un α de 0,4 (**FENA04**) et une autre ayant un α de 0,5 (**FENA05**). La comparaison des écarts relatifs entre la raideur initiale et la raideur au moment de la rupture (ξ_k) est un indicateur de la quasi-fragilité de la poutre (Figure 4.12).

$$\xi_k = \frac{K_{ini} - K_{ultime}}{K_{ini}} \tag{4.1}$$

Cet effet est bien observé d'un point de vue expérimental, l'écart relatif ξ_k moyen pour les poutres **FENA04** étant de 15% contre 6% pour les poutres **FENA05**. Ce résultat tend à montrer que plus la hauteur d'entaille est petite (implique plus α est grand), plus la poutre aura une rupture fragile. Il permet aussi de confirmer que le modèle numérique est capable de décrire le comportement quasi-fragile du bois pour différentes hauteurs d'entaille.

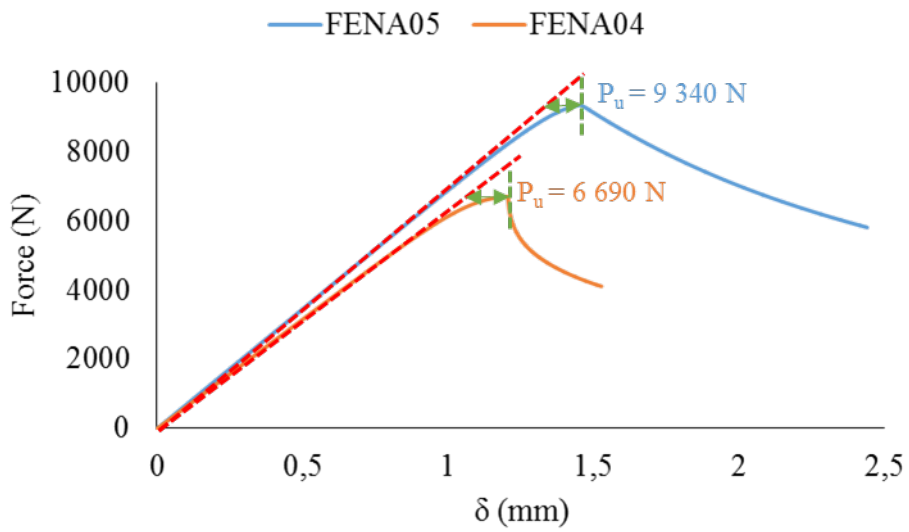


FIGURE 4.12 – Courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives obtenues par le modèle numérique pour les poutres **FENA04** et **FENA05**

Un autre objectif de cette campagne expérimentale est d'identifier l'effet de l'orientation du plan de fissuration et de la hauteur d'entaille sur la résistance ultime des poutres entaillées en Pin Maritime sans renforts. Pour cela, les écarts relatifs (ξ_r) entre les résistances ultimes des différentes catégories de poutres sont calculés par rapport aux poutres de la catégorie **FENA05** (Figure 4.2), grâce à l'équation 4.2, et présentées dans le tableau 4.5. On choisit comme référence la catégorie **FENA05** car

elle correspond à l'une des géométries ayant été le plus utilisées dans la littérature (voir chapitre 1).

$$\xi_r = \frac{V_{u,categorie} - V_{u,reference}}{V_{u,reference}} \tag{4.2}$$

Poutre	**FENA05**	**FENA04**	**FENC**
V_u (N)	3905	3020	4955
Ecart-type (N) σ	830	580	900
CoV	21%	19%	18%
Ecart-relatif avec **FENA05** (ξ_r)	0%	-23%	+27%
Nombre d'essais	8	8	10

Tableau 4.5 – Tableau récapitulatif des résultats de la campagne expérimentale de "petites dimensions"

On remarque qu'une diminution de 10% de la hauteur d'épaulement en α entraîne une diminution de 23% de la résistance ultime des poutres. Cette variation de résistance est à mettre en relation avec les coefficients de variation (CoV) qui avoisinent les 20%. On peut voir sur la figure 4.12 que le modèle numérique indique que cette même diminution de la hauteur d'épaulement entraîne une perte de résistance ultime de 34%, ce qui est plus que l'ordre de grandeur constaté expérimentalement.

Cela ne remet pas en cause l'explication que peut donner le modèle sur l'évolution des mécanismes de fissuration due à la variation de hauteur d'entaille. En effet, celle-ci va entraîner, en plus d'une perte de matière, une variation du ratio de mixité entre le mode I et le mode II, comme le montre la figure 4.13. Ainsi, même si dans les deux cas la propagation de fissure s'effectue majoritairement en mode I, la part du mode II augmente pour un épaulement plus grand (**FENA05**). Or il a été montré dans le chapitre 3, dans le cas du Pin Maritime, que le mode II ($G_{Rc_{II}} = 1190\ J/m^2$) de propagation demande environ 2,4 fois plus d'énergie que le mode I ($G_{Rc_I} = 500\ J/m^2$) pour propager une fissure. La perte de résistance ultime constatée trouve donc son origine dans la variation du ratio de mixité des modes de propagation de

la fissure.

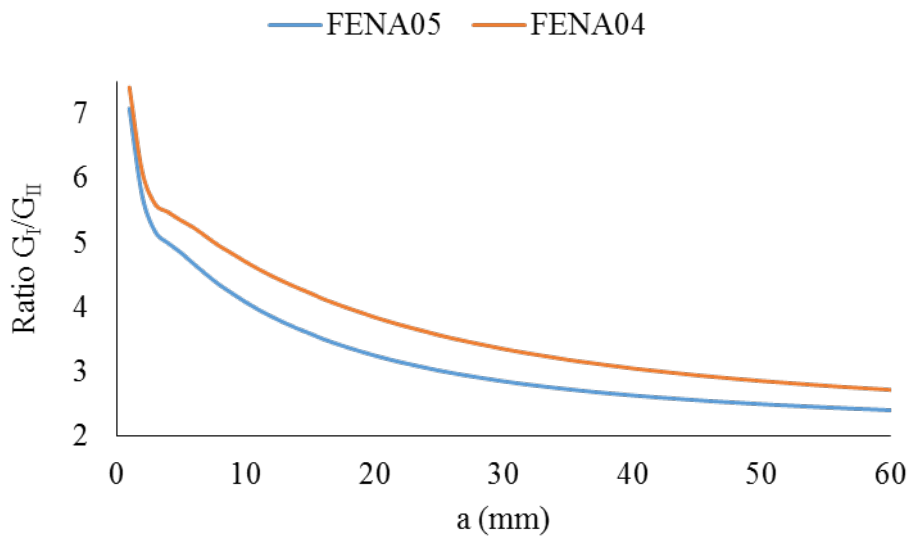


FIGURE 4.13 – Comparaison de l'évolution du ratio de mixité le long de la fissure entre la catégorie **FENA04** et **FENA05**

En ce qui concerne le gain de résistance ultime observé pour les poutres ayant un plan de fissuration privilégiant l'orientation TL (**FENC**), qui est de 25%, là encore, au vu de la dispersion des résultats, il est difficile de conclure. Cependant, comme pour les autres catégories, la ruine de la poutre intervient par fendage du bois. Or le chapitre 3 montre que les courbes-R en mode I, qui sont les propriétés pilotant les mécanismes de fissuration, sont dépendantes de l'orientation du plan de fissuration. En prenant en compte cette particularité dans le modèle numérique, et en considérant les propriétés de rupture présentées dans le tableau 4.6, le modèle numérique propose un gain en résistance de 30% pour les poutres de la catégorie **FENC** par rapport à celles de la catégorie **FENA05**, ce qui se situe dans l'ordre de grandeur constaté expérimentalement. Les poutres testées n'ayant pas des orientations de plan de fissuration parfaites, les propriétés de rupture proposées correspondent à un angle de cernes de 22,5 ° pour les poutres ayant une orientaton "pseudo-RL" et 67,5 ° pour les poutres ayant une orientation "pseudo-TL". On obtient alors des courbes enveloppe déduites de l'effet de l'orientation du plan de fissuration sur G_{Rc_I} (Figure 4.14).

Orientation	G_{Rc_I} (J/m^2)	Δa_{c_I} (mm)	β_I
"pseudo-RL" (22,5 °)	340	24	0,174
"pseudo-TL" (67,5 °)	640	24	0,309

Tableau 4.6 – Propriétés de rupture du Pin Maritime en mode I en fonction de l'orientation du plan de fissuration privilégiée

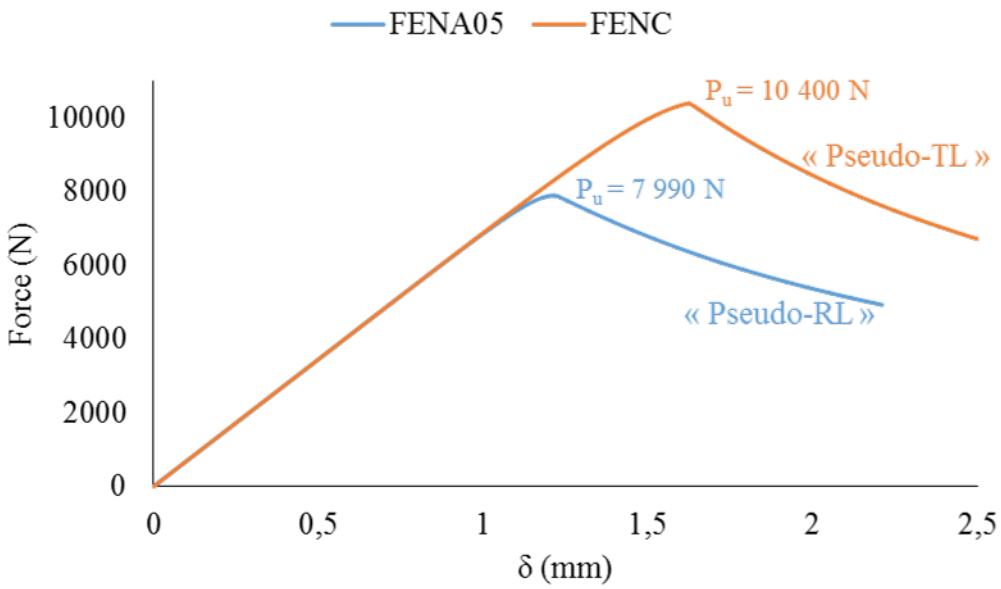


FIGURE 4.14 – Courbes force/déplacement (flèche sous l'application de la force) prédictives obtenues par le modèle numérique pour les poutres **FENC** et **FENA05**

4.3.2 Campagne de "dimensions intermédiaires"

Pour rappel, les poutres testées dans la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires" sont séparées en deux types de géométrie, une avec une entaille droite (**FEN1M**) et l'autre avec une entaille biaise (**FEN1MT**) . Cependant, le modèle numérique sur les entailles biaises étant encore en cours de développement, seules les poutres à entaille droite seront traitées dans la suite de ce chapitre. Elles sont séparées en trois catégories, dont les caractérisitiques détaillées sont présentées dans le tableau 4.2, les poutres **FEN1M** étant sans renforts, les poutres **FEN1M1R** avec un unique renfort et les poutres **FEN1M3R** avec trois renforts. La perte progressive de raideur observée expérimentalement (Figure 4.15) confirment que, comme pour

les poutres de "petites dimensions", ces poutres ont un comportement quasi-fragile à la rupture.

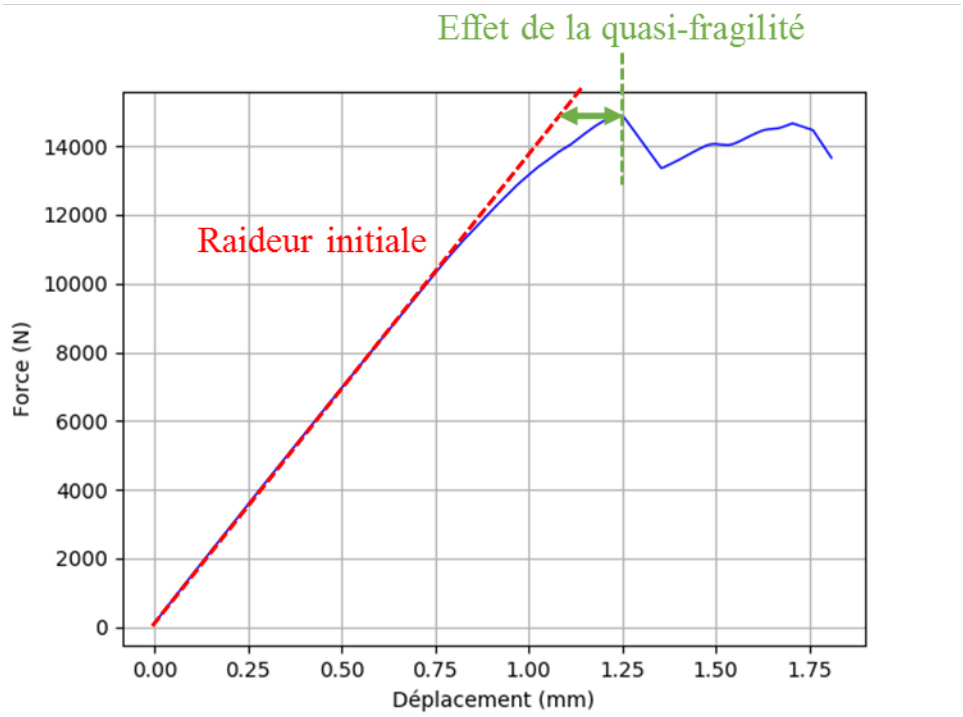


FIGURE 4.15 – Exemple de courbe expérimentale de la catégorie **FEN1M**

Les résultats expérimentaux sont comparés en fonction d'une catégorie de poutres de référence, **FEN1M**, et présentés dans le tableau 4.7.

Poutre	**FEN1M**	**FEN1M1R**	**FEN1M3R**
V_u (N)	9500	15220	24125
Ecart-type (N) σ	2050	750	1780
CoV	22%	5%	7%
Ecart-relatif avec **FEN1M** (ξ_r)	0%	60%	154%
Nombre d'essais	5	5	6

Tableau 4.7 – Tableau récapitulatif des résultats de la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires " sur les poutres à entaille droite

Le tableau montre un gain moyen de résistance de 60% pour l'ajout d'un renfort

(**FEN1M1R**) et un gain de 154% pour l'ajout de trois renforts (**FEN1M3R**).Dans les deux cas (**FEN1M1R** et **FEN1M3R**), la ruine des poutres est uniquement due à une propagation de fissure qui s'étend au-delà des renforts, aucun arrachement, enfoncement des têtes de vis ou rupture de celles-ci n'a été constaté (Figure 4.16). Afin

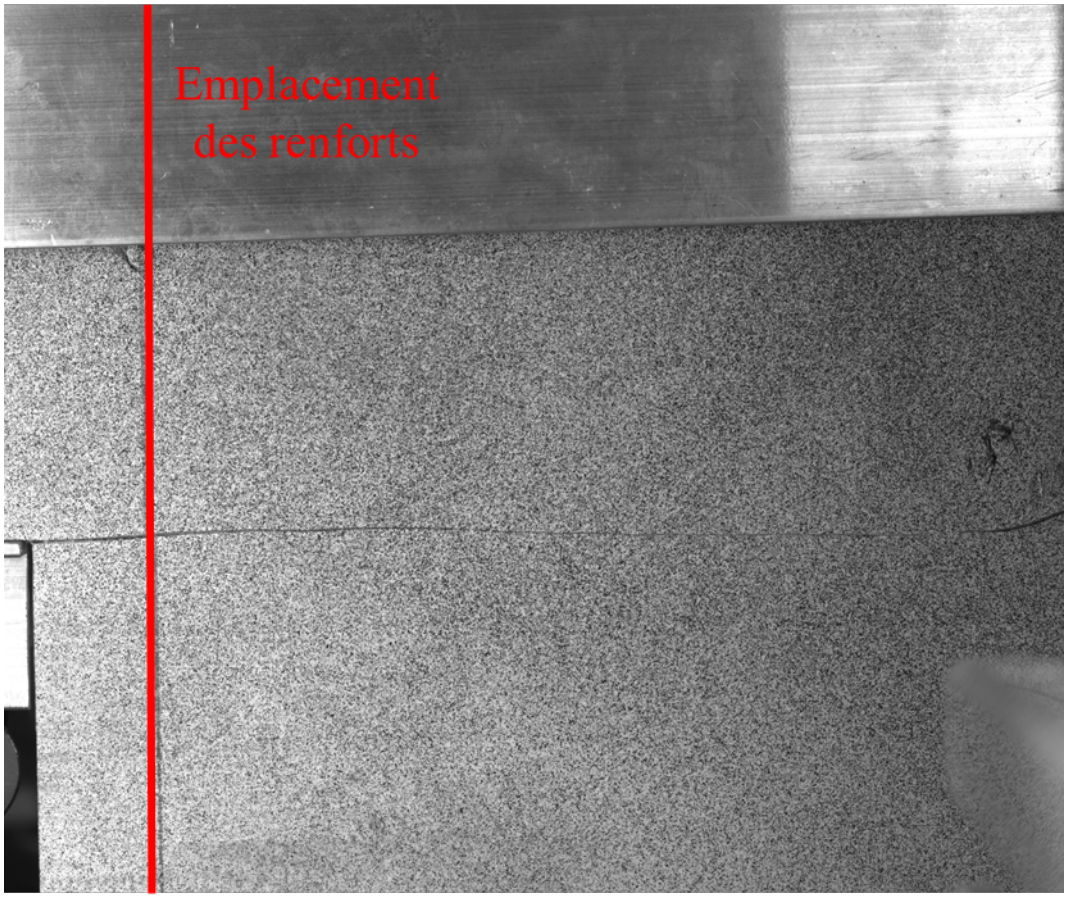
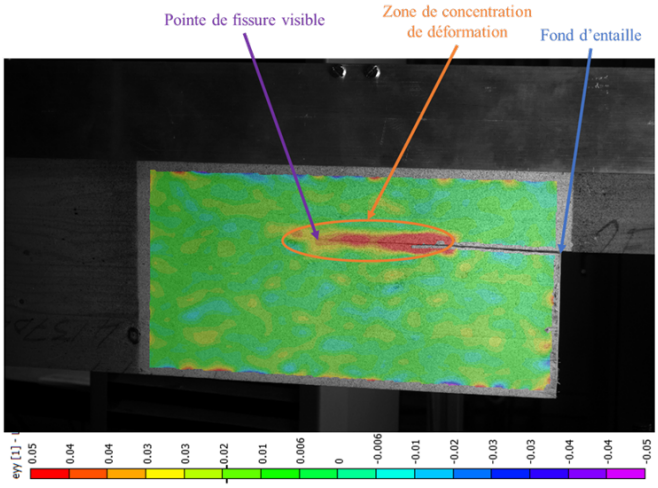


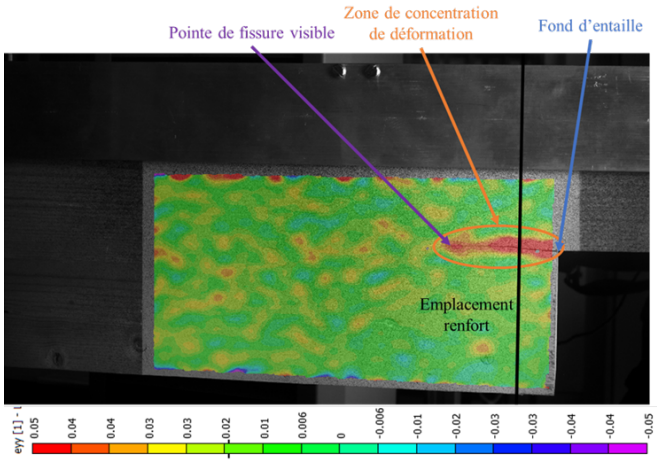
FIGURE 4.16 – Exemple de ruine par fissuration pour une poutre **FEN1M3R**

de comprendre l'origine de l'écart mesuré, il est nécessaire d'étudier l'impact de ces derniers sur les mécanismes de fissuration. La mesure des champs de déplacements, par corrélation d'images, le long du chemin de fissuration est un moyen d'observer ces mécanismes. En effet, le logiciel de corrélation d'images utilisé ($Vic-3D$ et $Vic-2D$) permet d'obtenir les champs de déformations (ϵ_{yy}, ϵ_{xy} et ϵ_{xx}) à partir des champs de déplacements. En considérant que l'étude des champs de déformations ϵ_{yy} permet de décrire qualitativement la propagation de fissure en mode I, et ϵ_{xy} celle du mode II, il devient possible d'observer, de façon qualitative au minimum, l'impact des différents systèmes de renforcement sur les mécanismes de fendage identifiés lors des essais.

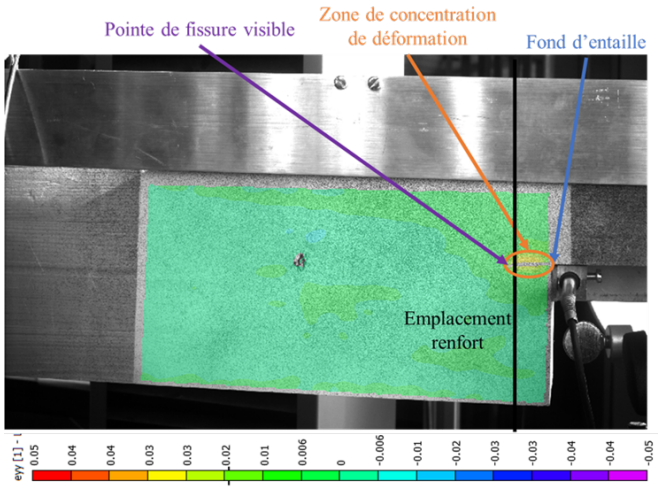
Si l'on s'intéresse aux champs de déformations ϵ_{yy}, une seconde avant la rupture ultime, pour la poutre non-renforcée, on observe un bulbe de déformation d'une centaine de millimètres de long au niveau de la pointe de fissure (Figure 4.17(a)), qui témoigne de la quasi-fragilité du matériau et de la concentration de contrainte engendrée par la présence de la fissure. Dans le cas de la poutre avec un seul renfort, cette zone est relativement moins importante, mais elle s'étend au-delà du renfort (Figure 4.17(b)). Un système de renforcement avec une seule vis n'est donc pas suffisant pour empêcher la propagation de fissure en mode I. Dans le cas de la poutre avec trois renforts, la propagation en mode I semble encore plus limitée, ce qui peut s'expliquer par un meilleur blocage de l'ouverture de fissure en périphérie (Figure 4.17(c)). Pour chacun des cas, on observe une initiation de fissure en fond d'entaille, pilotée par le mode I .



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4.17 – Exemple de champ de déformation ϵ_{yy}, une seconde avant la rupture ultime, pour les poutres **FEN1M** (a), **FEN1M1R** (b) et **FEN1M3R** (c)

Suite à la mesure des champs de déformations ϵ_{yy}, on constate que le nombre de renforts influence fortement la rigidité locale de la zone frettée et les mécanismes de fendage à l'origine de la rupture de la poutre. En effet, l'intérêt est de bloquer localement l'endommagement et la propagation. Dans le cas où une seule vis est introduite au milieu de la largeur de la poutre, la fissuration peut intervenir autour de la vis (Figure 4.18). D'autre part, choisir une vis avec un diamètre plus important entraînerait une augmentation de la distance entre le fond d'entaille et cette dernière, du fait des règles de pinces. Ce qui permettrait à la fissure de se propager librement sur une distance plus importante.

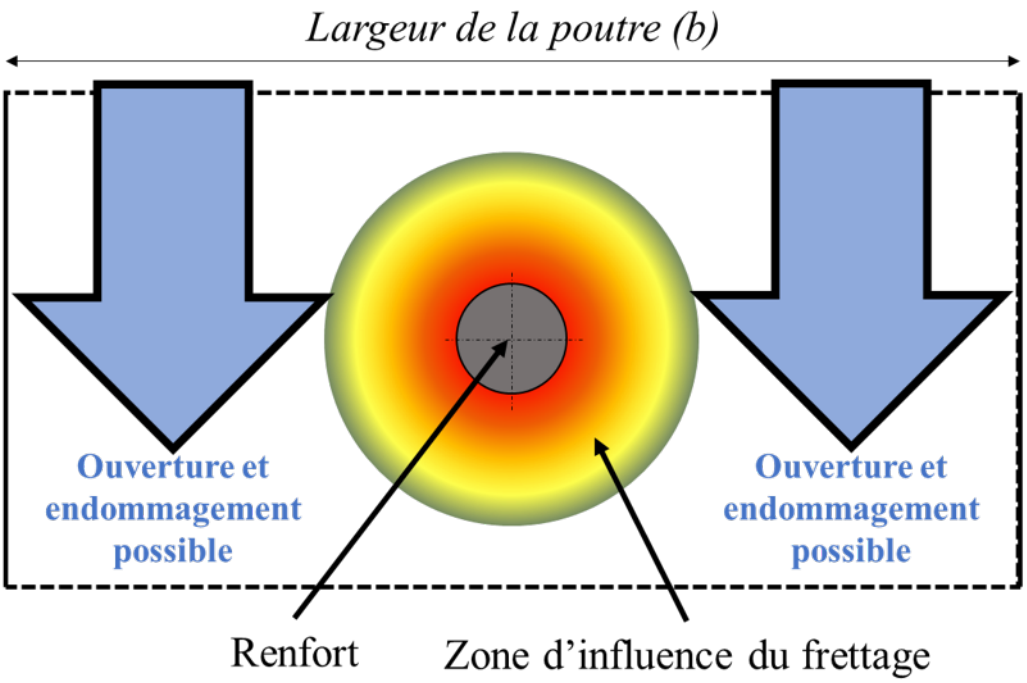


FIGURE 4.18 – Illustration de l'effet d'un renfort sur l'ouverture de fissure locale

L'utilisation d'un plus grand nombre de vis réparties en une file dans la largeur de la poutre empêche la propagation de fissure au-delà du frettage (Figure 4.19). Comme on a pu le voir dans le modèle numérique (chapitre 2), si la fissure est bloquée localement, on observe une bifurcation des modes de propagation de la fissure (Figure 4.20) entraînant un endommagement et un fendage différents.

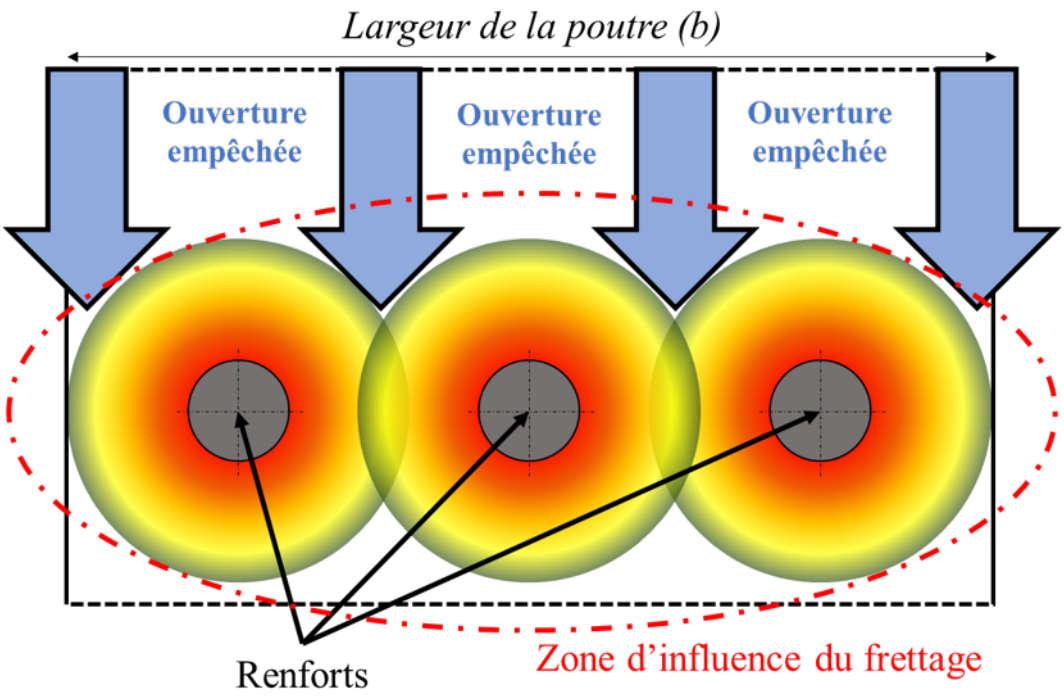


FIGURE 4.19 – Illustration de l'effet de trois renforts répartis équitablement dans la largeur de la poutre sur l'ouverture de fissure locale

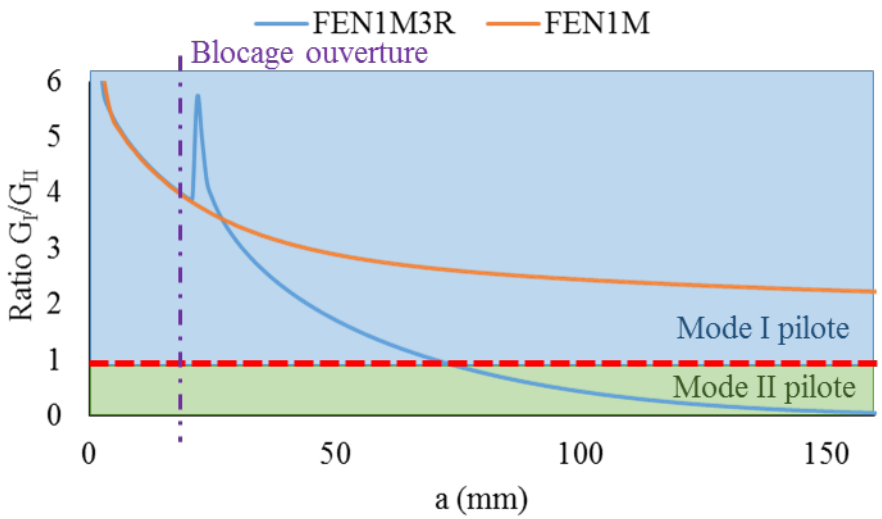


FIGURE 4.20 – Bifurcation des modes de propagation induite par le blocage local de l'ouverture de fissure

Le chapitre 3 montre que la propagation de fissure en mode I nécessite bien moins d'énergie que celle en mode II. Dans le cas où la ruine des poutres est provoquée uni-

quement par le fendage du bois, ce qui est le cas expérimentalement, la performance mécanique dépendra du taux de mixité de la propagation de fissure. Les champs de déformations ϵ_{xy} des poutres pour **FEN1M3R** (Figure 4.21) montrent bien que les trois renforts produisent une mobilisation du cisaillement derrière la frettage. La propagation de fissure est donc principalement pilotée par le mode II.

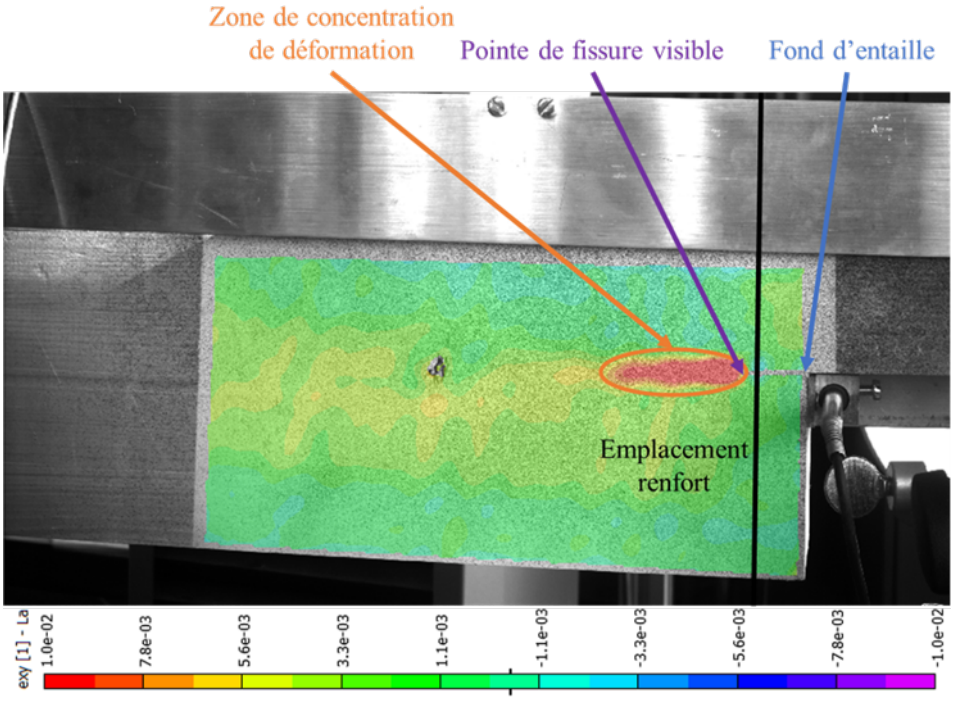


FIGURE 4.21 – Champ de déformation ϵ_{xy}, une seconde avant la rupture ultime, de la poutre **FEN1M3R**

Le gain de résistance entre les poutres **FEN1M** et **FEN1M3R** s'explique donc par le passage d'une propagation de fissure majoritairement en mode I à une propagation de fissure majoritairement en mode II. En considérant cette bifurcation des mode de propagation, le gain en résistance à la propagation de fissure peut atteindre 300%, compte tenu du degré d'anisotropie entre G_{Rc_I} et $G_{Rc_{II}}$. Ceci correspond à une augmentation de la résistance ultime d'environ 100%. Expérimentalement, le gain en résistance pour les poutres à trois renforts atteint 154%. Par conséquent, la seule considération des valeurs plateau des courbes-R ne permet pas d'expliquer cette augmentation. D'autre part, la présence d'un seul renfort dans la largeur de la poutre produit une propagation de fissure avec une part de mode I plus importante, entraînant une rupture par fendage à un niveau de charge inférieur.

4.3.3 Essais de "grandes dimensions"

L'objectif de cette campagne expérimentale est de vérifier que l'ensemble des observations faites lors des campagnes précédentes reste valable pour des dimensions d'usage. Le bois utilisé est le même que celui de la campagne expérimentale de "dimensions intermédaires".

Effet de la hauteur d'épaulement ($\alpha.h$)

Les essais ont été réalisés sur des poutres avec un α de 0,66 (**FEN4M066**) et un α de 0,80 (**FEN4M080**). Dans les deux cas, la quasi-fragilité du matériau est identifiable par une diminution progressive de la raideur (Figure 4.22), les écarts relatifs ξ_k constatés étant de 6% pour les poutres **FEN4M066** et 4% pour les poutres **FEN4M080**.

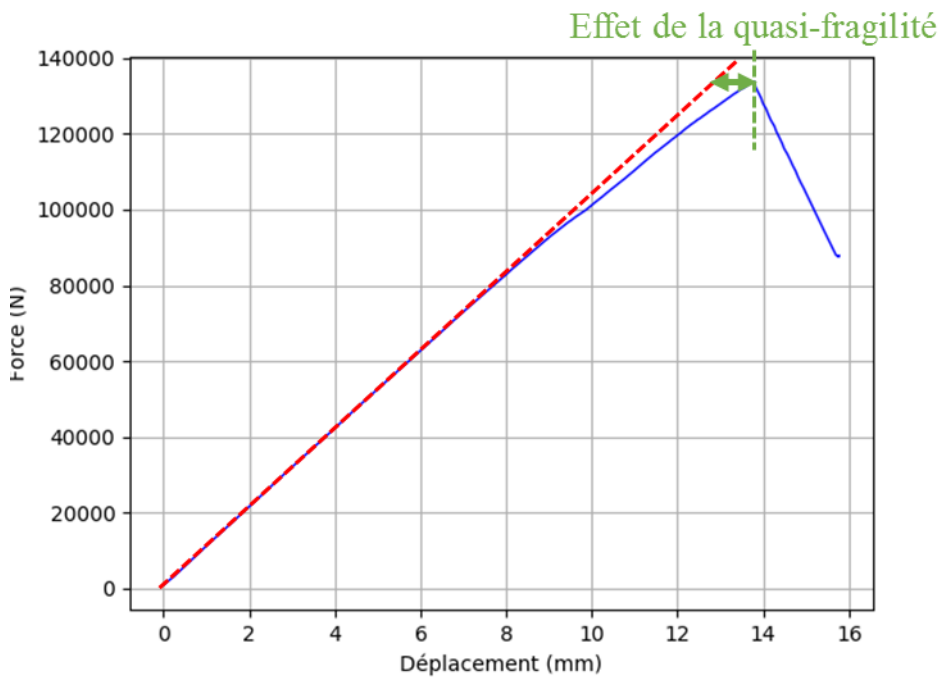


FIGURE 4.22 – Exemple de courbe expérimentale pour la catégorie **FEN4M066**

De plus, le tableau 4.8 montre qu'une diminution de la hauteur d'entaille de 14% en α entraîne une augmentation de 47% de la charge ultime. Cette augmentation de résistance peut s'expliquer, comme pour les poutres de "petites dimensions",

par une bifurcation du ratio de mixité des modes de propagation de fissure, qui augmente la part de mode II dans les mécanismes de fendage du bois pour les poutres **FEN4M080** (Figure 4.23).

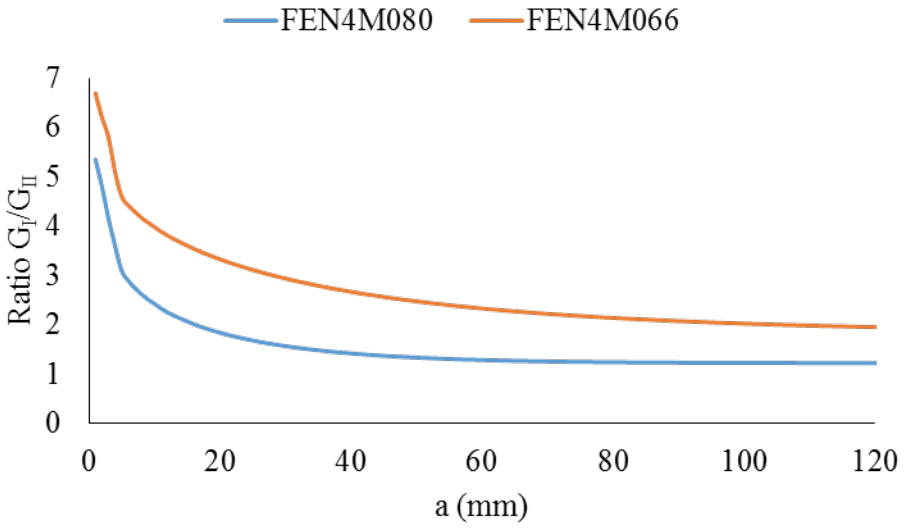


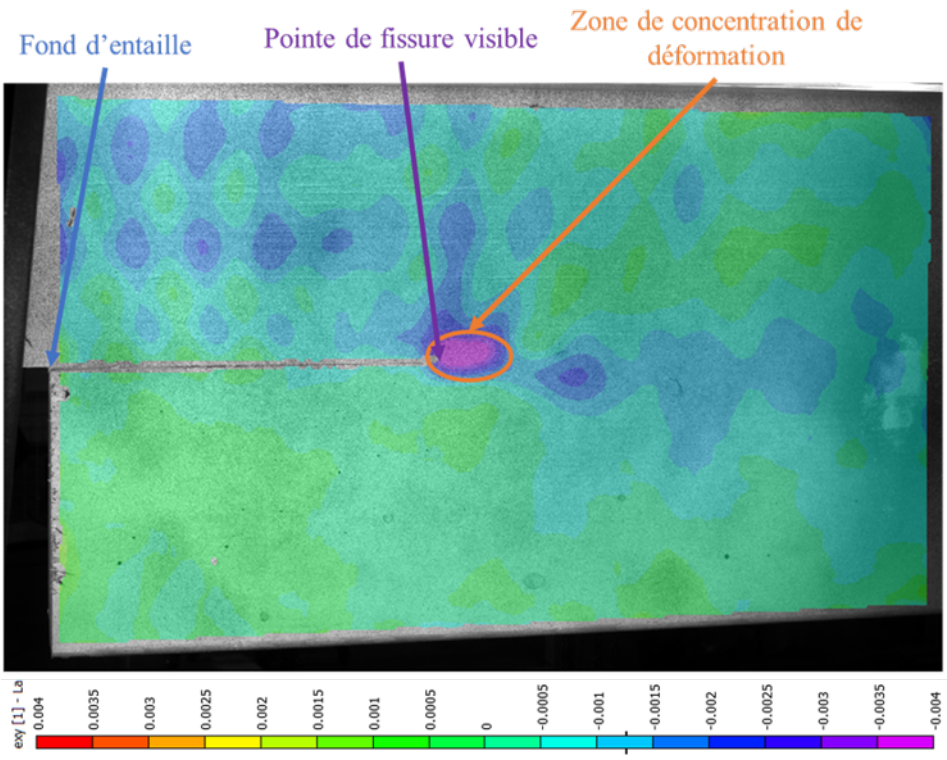
FIGURE 4.23 – Comparaison de l'évolution du ratio de mixité le long de la fissure entre la catégorie **FEN4M066** et **FEN4M080**

Nom	**FEN4M066**	**FEN4M080**
V_u (N)	39570	58335
Ecart-Type (N) σ	52570	5770
CoV	13%	10%
Ecart-relatif avec **FEN4M066** (ξ_r)	0%	+47%
Nombre essais	6	4

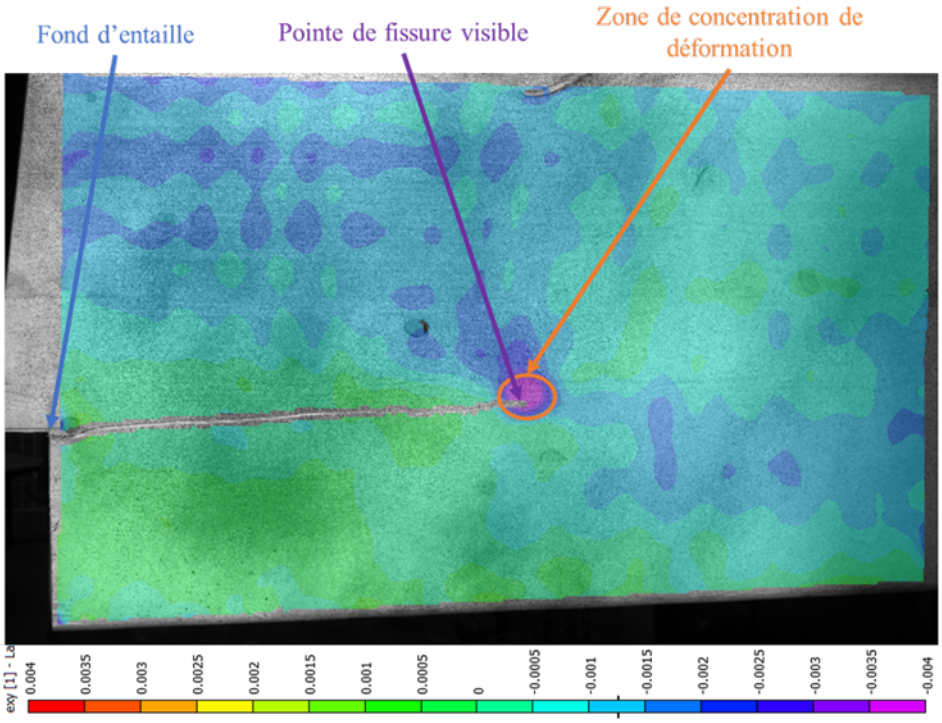
Tableau 4.8 – Tableau récapitulatif des résultats de la campagne expérimentale de "grandes dimensions" sur les poutres non-renforcées

Afin d'observer expérimentalement cette bifurcation, on compare les champs de déformations ϵ_{xy} des poutres **FEN4M066** avec ceux des poutres **FEN4M080** une seconde avant la rupture ultime (Figure 4.24(a)). Cependant, aucune différence notable n'est observable au niveau des bulbes de déformations. En effet, comme le

montre la figure 4.23, plus la longueur de fissure équivalente est grande, plus la différence entre les ratios G_I/G_{II} des deux types de poutres est faible (environ 5% de différence pour une longueur de fissure de 500 mm). Or comme on peut le voir sur la figure 4.24, la fissure à l'origine de la rupture des poutres mesure plusieurs centaines de millimètres de long. La longueur de fissure équivalente correspondante peut donc être supposée comme étant de plusieurs centaines de millimètres également. Il n'est donc pas étonnant de ne pouvoir observer de différence entre les deux bulbes de déformations. Toutefois, la présence d'un bulbe de déformation pour les champs ϵ_{xy} montre que le fendage du bois, pour ce type de poutre, s'effectue bien en mode mixte, ce qui rejoint les observations faites via le modèle numérique.



(a)

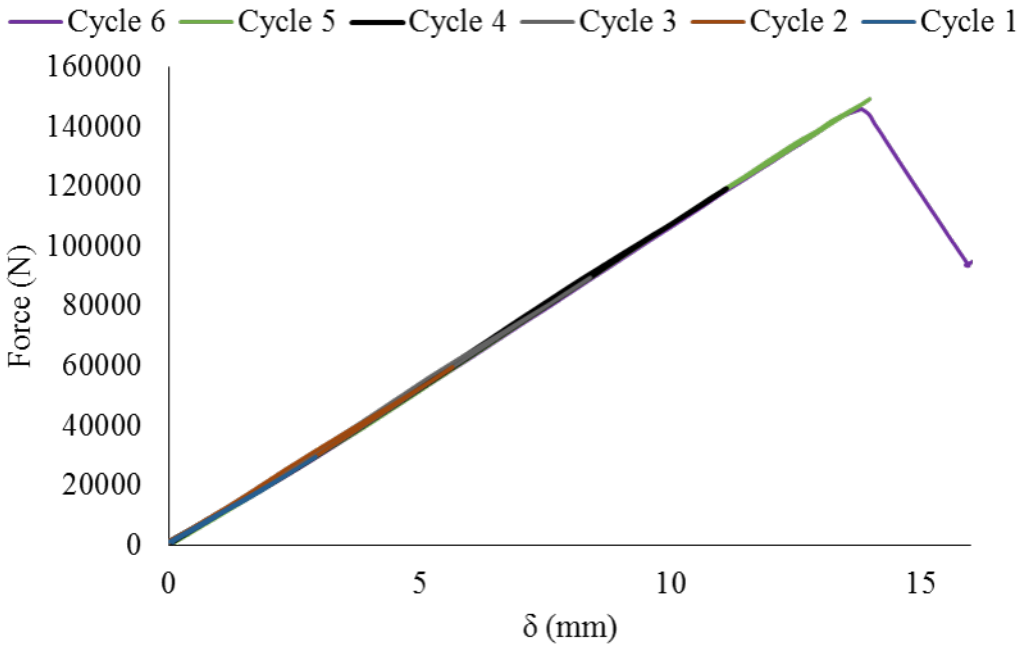


(b)

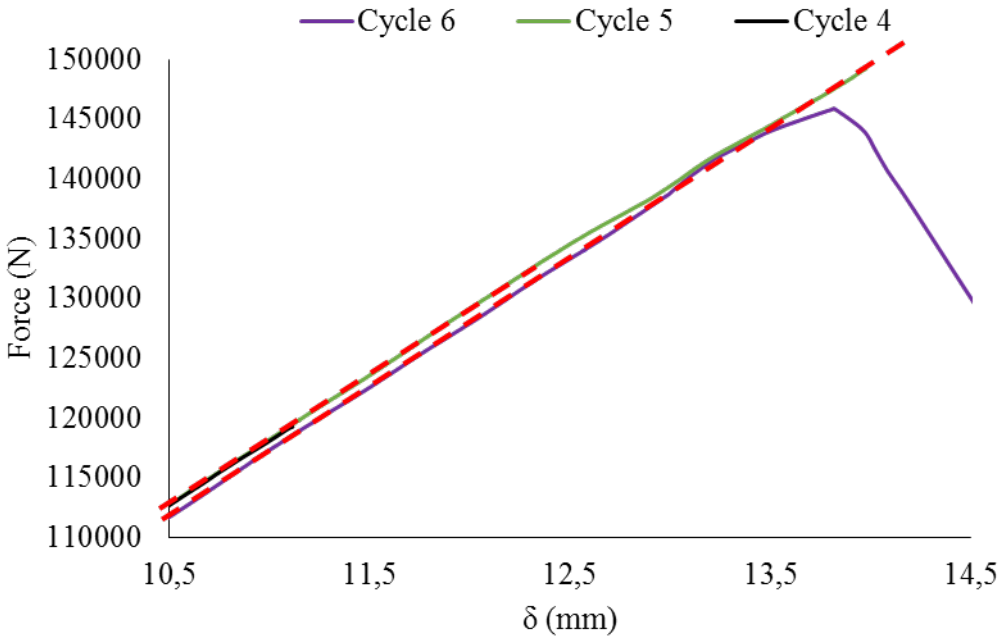
FIGURE 4.24 – Champ de déformation ϵ_{xy}, une seconde avant rupture, de la poutre (a) **FEN4M066** et de la poutre (b) **FEN4M080**

Poutres renforcées

Pour vérifier l'applicabilité de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture équivalente (MLER_{eq}) au cas des poutres entaillées renforcées, des cycles de chargement/endommagement/déchargement à déplacement imposé sont réalisés. La force maximale de chaque cycle est augmenté progressivement, par pas de 30kN, jusqu'à obtenir la rupture de l'élément. Chaque cycle correspond alors à un accroissement de l'endommagement. La figure 4.25(b) présente les montées de charge des cycles 4,5 et 6. On constate que pour chacun des cycles la raideur initiale du cycle "n" passe par le point de décharge du cycle précédent "$n-1$". La raideur apparente estimée à partir du point de décharge correspond alors à la raideur élastique de l'élément. La correspondance entre raideurs apparente et élastique confirme donc l'absence de déplacement irréversible. On peut donc considérer que la variation de raideur mesurée correspond uniquement à l'endommagement et à la fissuration du matériau, ce qui valide l'utilisation de la MLER_{eq}.



(a)



(b)

FIGURE 4.25 – Cycle de chargement/endommagement/déchargement pour une poutre renforcée avec une file de deux vis **FEN4M2RN**, avec l'ensemble des cycles (a) et un zoom sur les montées de charges des cycles 4 à 6 (b)

Le deuxième objectif de cette campagne expérimentale est d'observer les effets du renforcement sur les mécanismes d'endommagement et de fissuration. Pour cela, différentes configurations de renforcement ont été testées, une configuration avec une file de trois vis (**FEN4M3R**), une autre avec une file de deux vis (**FEN4M2R**) et une dernière avec deux files de deux vis (**FEN4M2RDI**). Cette dernière configuration est directement issue des observations faites lors de la campagne de "dimensions intermédaires". En effet, comme on a pu le voir lors de cette campagne expérimentale, le renforcement des poutres n'empêche pas l'endommagement et la propagation de fissure, et peut entraîner un fendage du bois piloté majoritairement par le mode II, qui produit un gain en résistance. Une solution pour améliorer la résistance des poutres renforcées serait donc d'empêcher le glissement du bois. C'est pourquoi un essai exploratoire a été réalisé en considérant une deuxième file de vis qui a pour objectif de rigidifier localement le bois afin de limiter le glissement.

Lors des premiers essais sur les poutres renforcées, la valeur de la charge ultime par fendage est très proche de la résistance en flexion de la poutre. Pour éviter une telle rupture, il a été décidé de décaler l'application de la force, pour augmenter l'effort tranchant. Cependant, pour des raisons techniques, la portée entre appuis des poutres ainsi testées a dû être réduite à 3000 mm au lieu de 3500 mm. Les poutres ayant été testées avec cette configuration de chargement sont les poutres des catégories **FEN4M3RDN**, **FEN4M2RDN** et **FEN4M2RDI**. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.9.

Poutre (**FEN4M-**)	**-066**	**-3RN**	**-2RN**	**-2RDN**	**-3RDN**	**-2RDI**
V_u (N)	39570	73660	73430	89820	76210	89600
Ecart-type (N) (σ)	5260	8780	/	12700	/	18520
CoV	13%	12%	/	14%	/	21%
Ecart relatif avec **FEN4M066** (ξ_r)	0%	+86%	+85%	+126%	+93%	+126%
Nombre d'essais	6	2	1	2	1	2

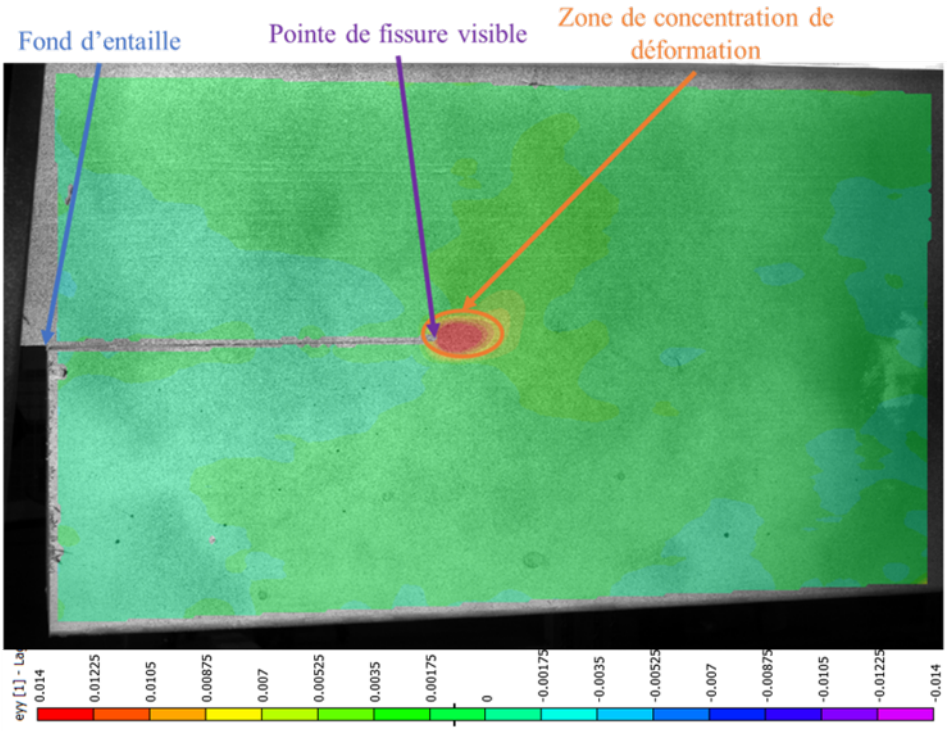
Tableau 4.9 – Tableau récapitulatif des résultats expérimentaux de la campagne de "grandes dimensions" sur les poutres entaillées renforcées

Le tableau montre qu'il n'existe pas d'augmentation significative de la résistance ultime des poutres avec l'ajout d'un renfort sur une même file. En effet, pour chaque catégorie de poutres, la rupture est due au fendage du bois. La résistance ultime des poutres renforcées est dans ce cas dépendante de la résistance du bois, ce qui pose de sérieuses questions sur la validité des règles de dimensionnement proposées par Blass (Equation 4.3). Ce dernier considère uniquement la résistance du système de renforcement, et implique que la charge ultime prédite est dépendante du nombre de renforts, ce qui va à l'encontre des observations expérimentales.

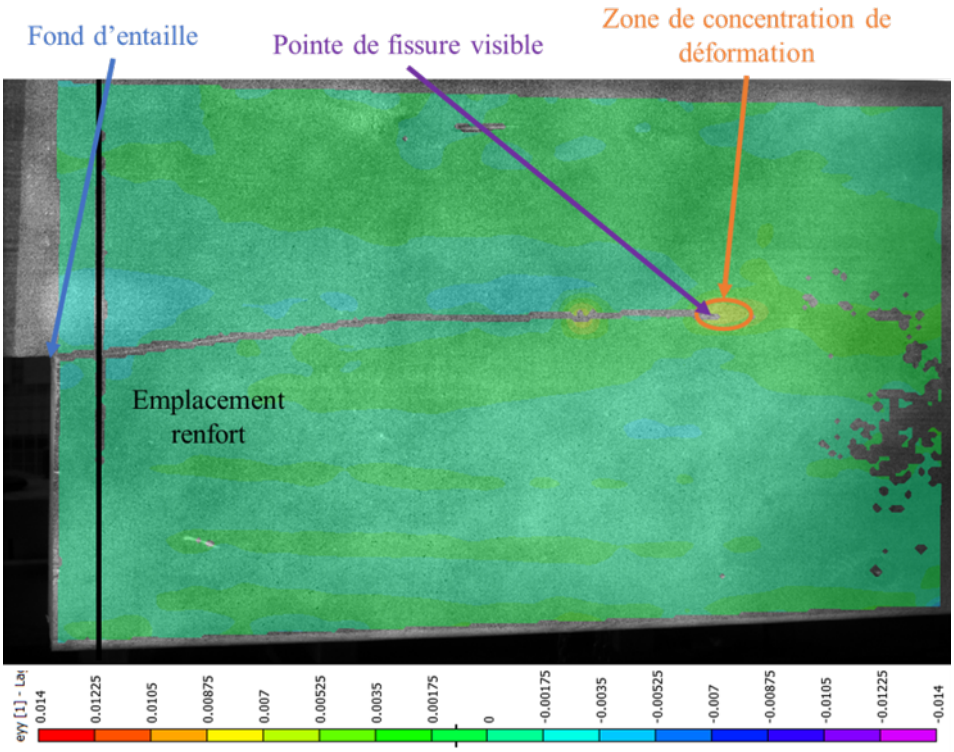
$$V_{ult,renf} = \frac{n.F_{ax,Rk}}{1.3\left[3\left(1-\frac{h_{ef}}{h}\right)^2 - 2\left(1-\frac{h_{ef}}{h}\right)^3\right]} \tag{4.3}$$

$$F_{ax,Rk} = min\begin{cases} f_{ax,k}.d.l_{ef} \\ R_{t,u,k} \end{cases} \tag{4.4}$$

On constate un réel gain de résistance grâce à l'ajout du système de renforcement qui s'explique par une augmentation de la part du mode II dans les mécanismes de fissuration. Cela peut s'observer expérimentalement par la comparaison des champs de déformations ϵ_{yy} et ϵ_{xy} des poutres **FEN4M066**, sans renfort, et **FEN4M3RN** avec une file de trois vis (Figure 4.26(b) et 4.27(b)). En effet, dans le cas de la poutre non-renforcée (**FEN4M066**), on observe un bulbe de déformations ϵ_{yy} présentant plus d'intensité que pour la poutre renforcée (**FEN4M3RN**). Dans le cas ϵ_{xy}, le bulbe de déformations est plus intense pour la poutre renforcée, ce qui confirme que, dans ce cas, le mode II pilote davantage la fissuration. Cette bifurcation est également observée dans le modèle numérique, lorsque la propagation de fissure est localement empêchée au niveau du frettage (Figure 4.28).

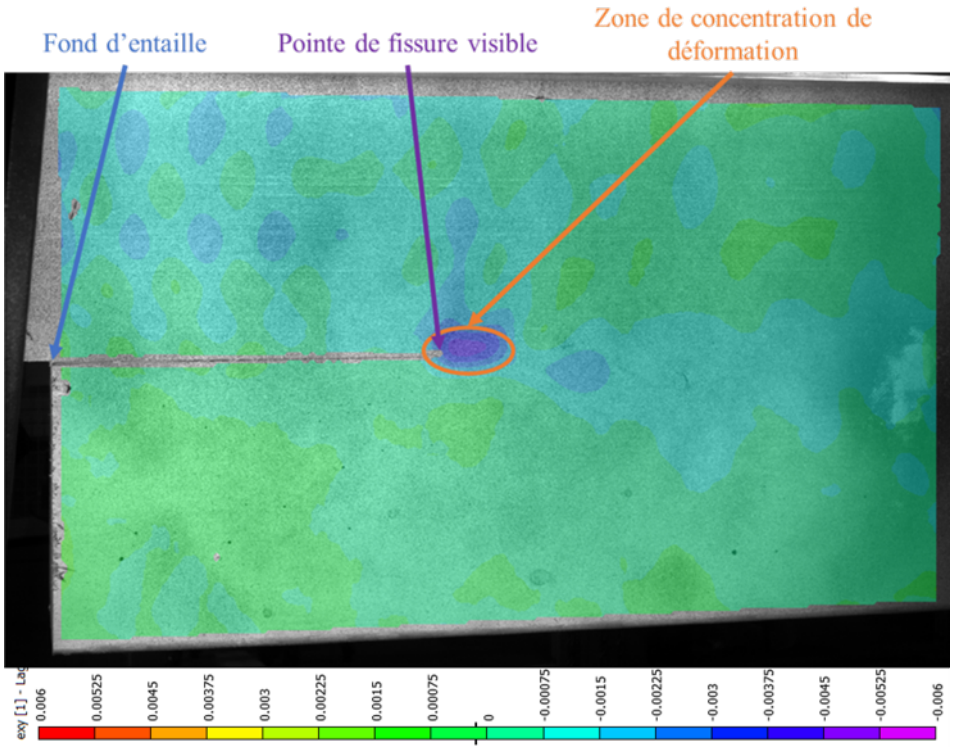


(a) **FEN4M066**

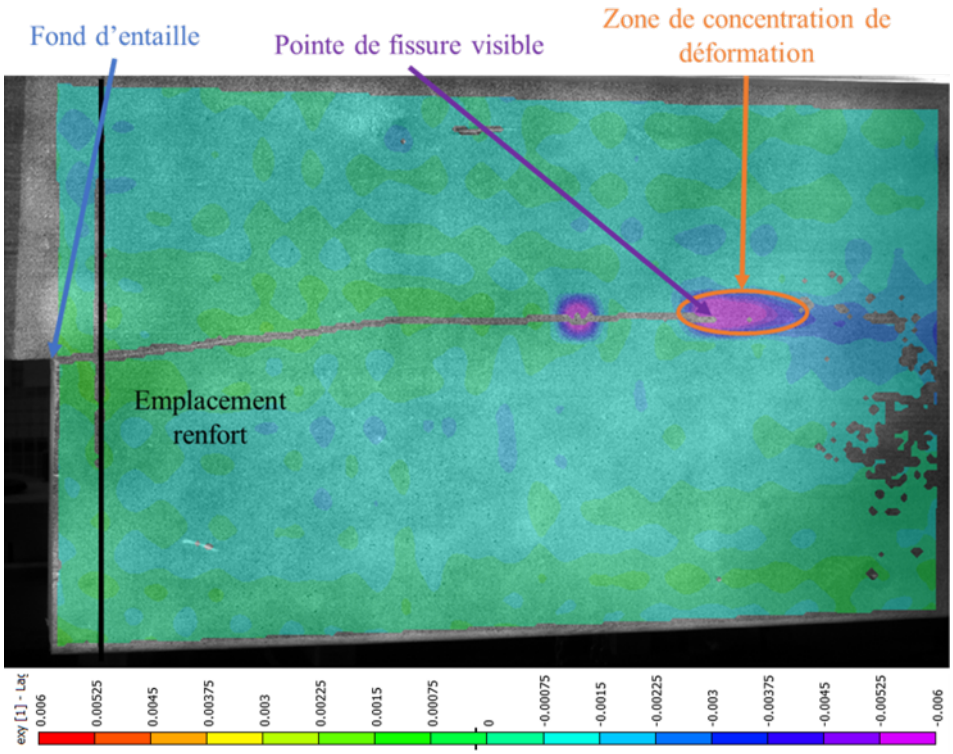


(b) **FEN4M3RN**

FIGURE 4.26 – Champ de déformation ϵ_{yy}, une seconde avant rupture, de la poutre (a) **FEN4M066** (non-renforcée) et de la poutre (b) **FEN4M3RN** (renforcée)



(a) **FEN4M066**



(b) **FEN4M3RN**

FIGURE 4.27 – Champ de déformation ϵ_{xy}, une seconde avant rupture, de la poutre (a) **FEN4M066** (non-renforcée) et de la poutre (b) **FEN4M3RN** (renforcée)

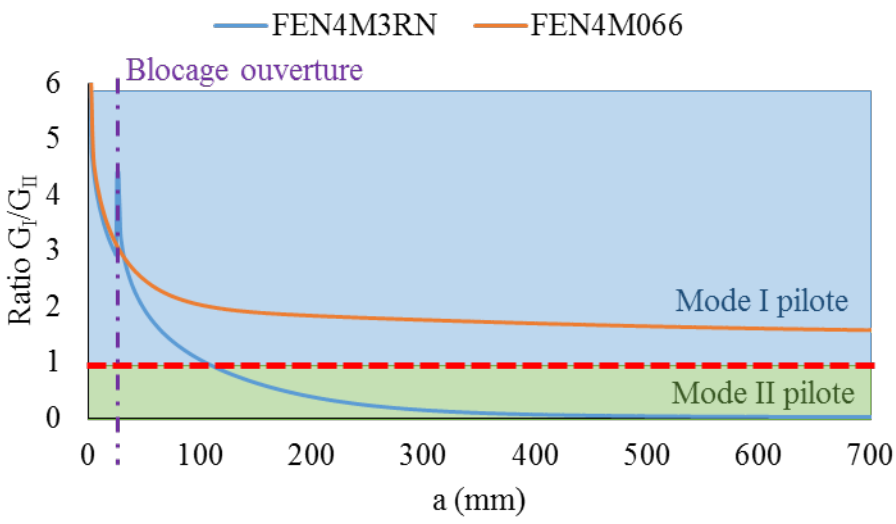


FIGURE 4.28 – Comparaison de l'évolution du ratio de mixité le long de la fissure entre la catégorie **FEN4M066** et **FEN4M3RN**

Les observations faites pour les poutres **FEN4M3RN** peuvent s'appliquer aux poutres **FEN4M2RN**. Pour les poutres où l'application de la force a été décentrée (**FEN4M2RDN**, **FEN4M3RDN** et **FEN4M2RDI**), l'étude des champs de déformations ϵ_{yy} montre une zone de compression, en amont du bulbe de déformations, qui peut entraîner du confinement de fissure (Figure 4.29). En effet, la plaque de répartition de la force qui permet d'éviter la compression sur appuis mesure 400 mm de long. Avec un chargement décentré, l'extrémité de la plaque se retrouve donc à seulement 550 mm du fond d'entaille, et comme le montre la figure 4.27, la fissure peut se propager sur plusieurs centaines de millimètres avant d'atteindre la rupture de la poutre. La propagation de fissure peut donc, dans certains cas, s'effectuer dans une zone de compression induite par le chargement de la poutre, le confinement de fissure ayant pour effet de localement augmenter la résistance à la fissuration du bois. Le gain de résistance ultime mesuré peut potentiellement être surestimé.

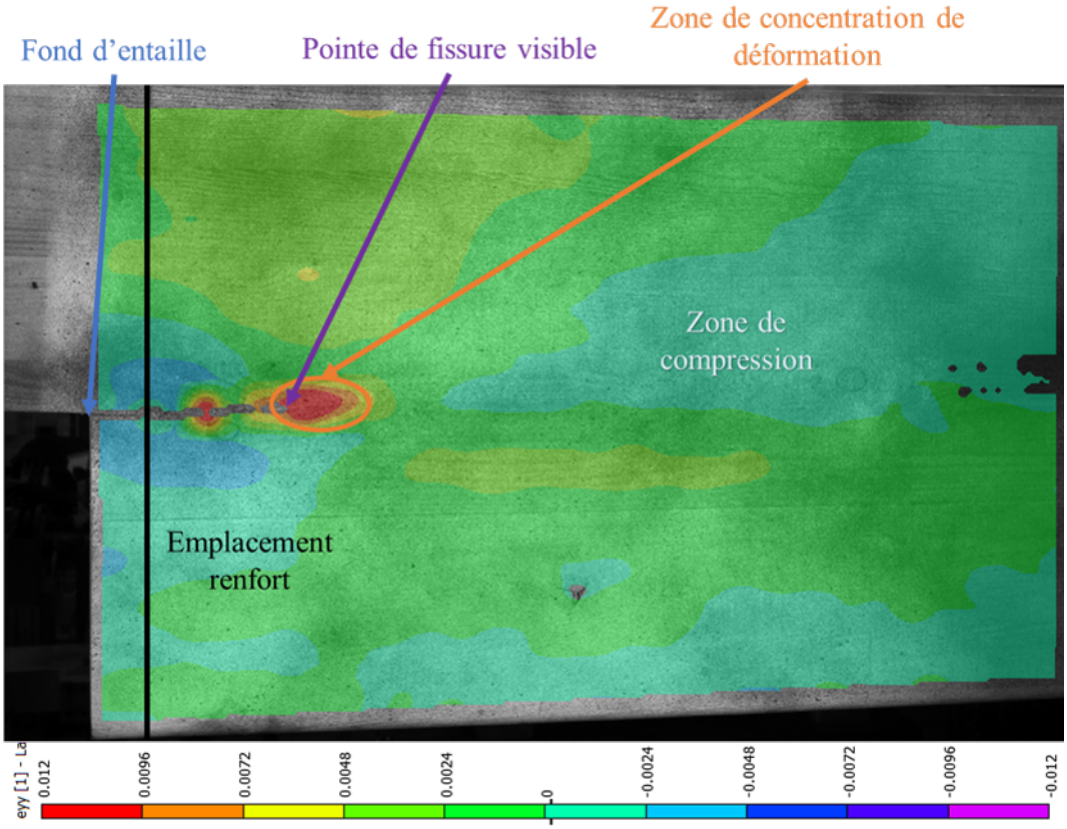


FIGURE 4.29 – Champ de déformation ϵ_{yy} de la poutre **FEN4M2RDN**

4.4 Comparaison Modèle/Expérimental

Pour pouvoir évaluer la pertinence du modèle face aux résultats expérimentaux, une attention particulière doit être apportée au choix des propriétés du matériau. Les propriétés élastiques choisies sont issues de la littérature [20, 55, 42] et présentées dans le tableau 4.10. Les propriétés de rupture et d'endommagement sont issues des courbes-R présentées dans le chapitre 3. Les tableaux 4.11 et 4.12 rappellent les caractéristiques de ces courbes-R.

Comme cela a été fait pour la caractérisation des énergies de rupture dans le chapitre 3, un coefficient de correction $c_{cor_{ki}}$ calcul à partir des raideurs initiales prédictives ($K_{ini_{pred}}$) et expérimentales ($K_{ini_{exp}}$) est appliqué pour tenir compte de la variabilité des propriétés élastiques. Il est nécessaire de s'assurer que les propriétés élastiques choisies pour la modélisation numérique restent néanmoins cohérentes. En considérant une variabilité des propriétés élastiques du bois d'environ 20%, ce

Essence de bois	E_L (MPa)	E_T (MPa)	E_R (MPa)	G_{LR} (MPa)	υ_{LT}	υ_{RL}	υ_{RT}
Epicéa	11430	560	905	780	0,47	0,37	0,44
Pin Maritime	13500	1055	1660	1030	0,43	0,39	0,32

Tableau 4.10 – Tableau récapitulatif des propriétés élastiques utilisées dans le modèle pour les poutres en Epicéa (*Picea abies*) et en Pin Maritime (*Pinus pinaster*)

Mode	**I**			**II**		
Paramètres	G_{Rc_I} (J/mm^2)	Δa_{c_I} (mm)	β_I	$G_{Rc_{II}}$ (J/mm^2)	$\Delta a_{c_{II}}$ (mm)	β_{II}
Moyenne	498	24	0,25	1187	25	0,63
Minimum	179	11	0,22	804	21	0,52
Maximum	878	25	0,38	1715	21	0,8

Tableau 4.11 – Tableau récapitulatif des propriétés de rupture du Pin Maritime (*Pinus pinaster*) utilisées dans le modèle

Mode	**I**			**II**		
Paramètres	G_{Rc_I} (J/m^2)	Δa_{c_I} (mm)	β_I	$G_{Rc_{II}}$ (J/m^2)	$\Delta a_{c_{II}}$ (mm)	β_{II}
Moyenne	187	12	0,14	783	22	0,54
Minimum	97	5	0,07	500	30	0,311
Maximum	353	18	0,199	1229	30	0,551

Tableau 4.12 – Tableau récapitulatif des propriétés de rupture de l'Epicéa (*Picea abies*) utilisées dans le modèle

coefficient de correction doit être compris entre des valeurs de 0,80 et 1,20.

L'objectif de cette partie est d'évaluer la pertinence du modèle en la comparant aux méthodes actuelles de dimensionnement des Eurocodes 5. Pour cela, on utilise un ratio de pertinence établi sur l'effort tranchant ultime (Equation 4.5).

$$R_{pertinence} = \frac{V_{exp}}{V_{pred}} \tag{4.5}$$

4.4.1 Poutres entaillées sans renforts

Dans le cas des poutres entaillées non-renforcées, le modèle numérique est comparé avec la formule de Gustafsson sur laquelle se basent les Eurocodes 5 (Equation 1.13). Les mêmes propriétés élastiques ont été utilisées dans la formule de Gustafsson, comme pour le modèle, corrigées par le coefficient implémenté dans le modèle pour chaque courbe expérimentale. De même, le taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{c,I}$) correspond à la valeur plateau des courbes-R (minimale, maximale et moyenne) en mode I (G_{RcI}) utilisées dans le modèle numérique (Tableaux 4.11 et 4.12).

Les courbes prédictives du modèle numérique peuvent être comparées aux courbes expérimentales ainsi qu'aux valeurs de charge ultime prédites par l'expression de Gustafsson. La figure 4.30 présente cette comparaison pour la courbe expérimentale médiane de la catégorie **FEN1M**.

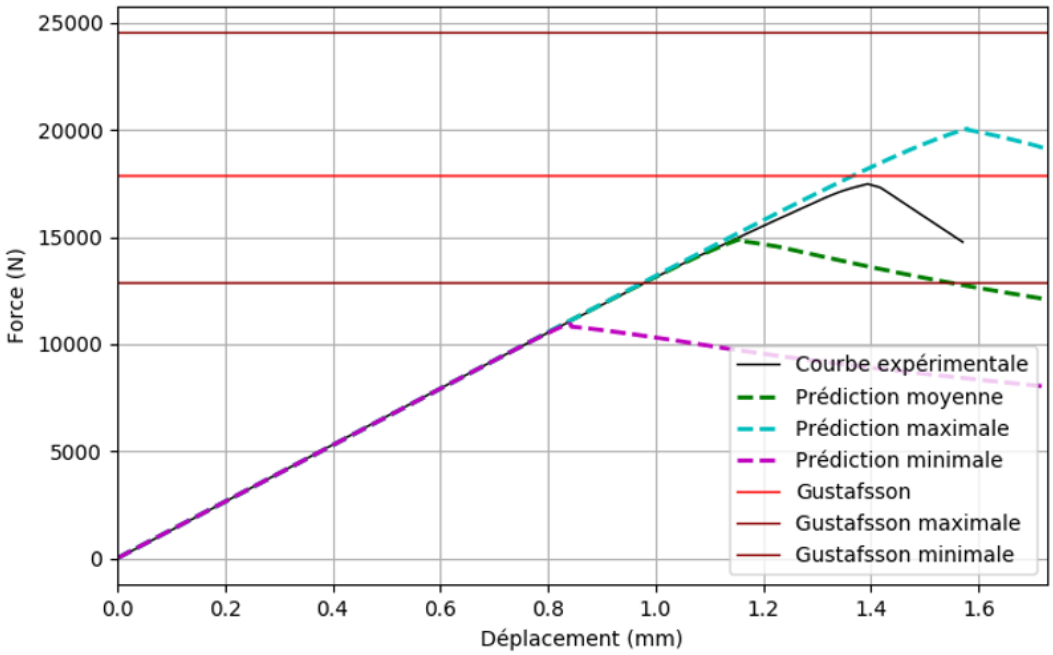
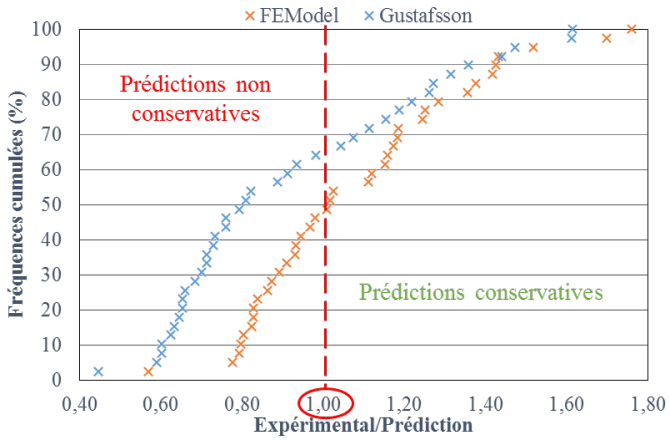
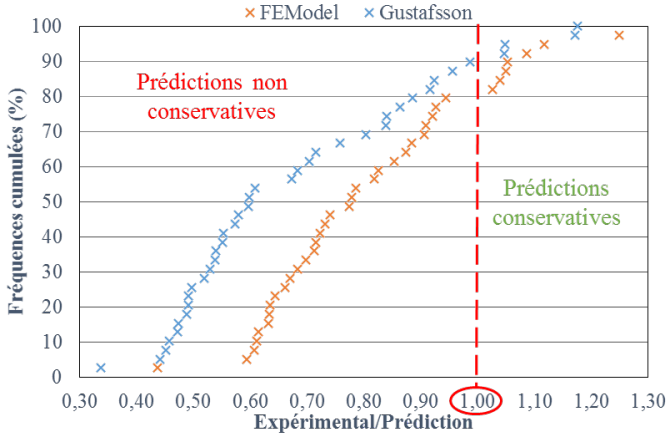


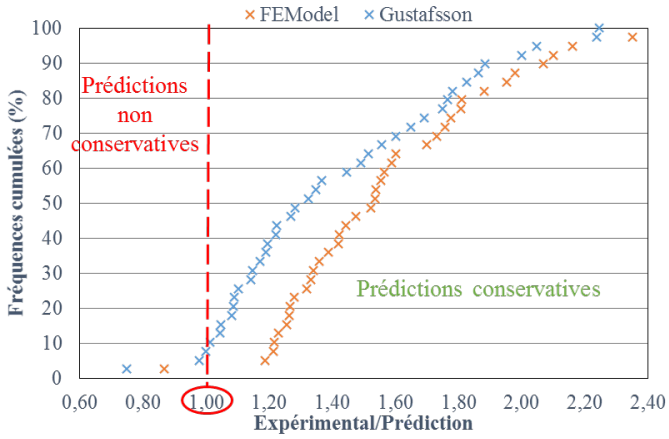
FIGURE 4.30 – Comparaison entre les différentes prédictions du modèle, avec la méthode de Gustafsson et la courbe expérimentale. Exemple d'une poutre entaillée non-renforcée de catégorie **FEN1M**



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4.31 – Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les propriétés de rupture moyenne (a), maximale (b), et minimale (c), pour les poutres sans renforts

Afin de comparer les deux méthodes de prédiction pour l'ensemble des essais réalisés, les fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ pour les différentes courbe-R (moyenne, minimale et maximale) sont présentées sur les figures 4.31. On observe alors que la formule de Gustafsson est moins conservative que le modèle numérique, pour chacun des cas. Si on prend l'exemple de la prédiction réalisée avec les valeurs moyennes des propriétés de rupture, le modèle numérique offre une prédiction conservative pour 50% des poutres testées, contre seulement 35% pour l'expression de Gustafsson. Cet écart entre les deux approches peut s'expliquer par la non prise en compte de la quasi-fragilité du matériau dans l'expression de Gustafsson.

En effet, comme cela a été présenté dans le chapitre 2, considérer le bois comme un matériau fragile peut entraîner une surestimation de la résistance ultime des poutres entaillées. De plus, dans le cas des valeurs de courbes-R minimales, le modèle offre une prédiction conservative pour 95% des poutres et dans le cas des valeurs de courbes-R maximales, pour 20%.

Ces observations permettent de conclure que le modèle décrit de façon fiable le comportement des poutres entaillées non-renforcées, même s'il ne décrit pas parfaitement le comportement des poutres les plus résistantes, ce qui est sûrement dû à la non prise en compte de l'hétérogéneité du bois. Dans le chapitre 3, il a été observé que les noeuds peuvent augmenter la résistance locale sur le chemin de fissure, surtout dans le cas d'une propagation de fissure majoritairement pilotée par le mode I. Cette constatation a l'avantage d'aller dans le sens de la sécurité, puisque les éprouvettes présentant cette particularité n'ont pas été considérées pour la détermination des courbes-R.

Les prédictions présentées jusqu'ici ont été réalisées sans prendre en compte l'orientation des plans de fissuration. Pour le bois d'Epicéa, cela n'a pas de grande importance, mais, comme cela a été démontré dans le chapitre 3, l'orientation du plan de fissuration influence fortement la valeur plateau des courbes-R en mode I (G_{Rc_I}). Afin d'observer l'influence de ce paramètre, de nouvelles prédictions ont été réalisées en considérant d'une part un plan de fissuration "pseudo-RL" ($\gamma = 22,5\,^{\circ}$), et d'autre part, un plan de fissuration "pseudo-TL" ($\gamma = 67,5\,^{\circ}$) (Tableau 4.6 dans la partie 4.3.1). La comparaison des fréquences cumulées des deux approches considérant l'orientation des plans de fissuration est présentée sur la figure 4.32.

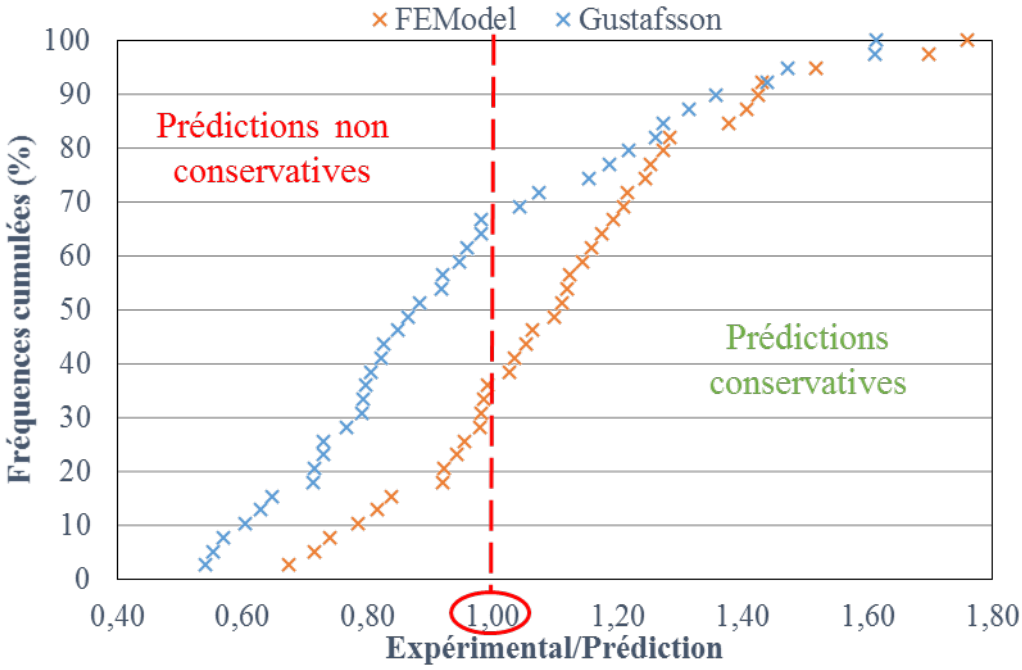


FIGURE 4.32 – Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les propriétés de rupture moyenne, avec prise en compte de l'orientation du plan de fissuration pour les poutres en Pin Maritime

La prédiction proposée est alors plus sécuritaire pour encore plus d'essais : 60% pour le modèle numérique, contre 30% pour l'expression de Gustafsson. Dans le cas du Pin Maritime, il paraît donc judicieux de considérer l'orientation du plan de fissuration des poutres. Du fait de la quasi-fragilité et de la mixité, le modèle numérique proposé semble plus sécuritaire que l'expression de Gustafsson, qui ne considère que le taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{c,I}$).

De plus, il a été montré dans la partie 4.3.3 qu'une variation de la hauteur d'épaulement entraînait une modification du ratio de mixité des modes de propagation pilotant les mécanismes de fissuration (Figure 4.23). Dans le cas de l'expression de Gustafsson, la mixité des mode de propagation n'est pas prise en compte. Ceci est à l'origine d'une prédiction plus sécuritaire de l'expression de Gustafsson par rapport à la prédiction du modèle numérique dans le cas des poutres ayant un α égal à 0,8 (**FEN4M080**). En effet, pour ces poutres, la part du mode II atteint environ 50%, ce qui aboutit à une forte augmentation de la résistance à la propagation de fissure, par rapport à une propagation en mode I pur comme le suppose l'expression

de Gustafsson. Le modèle numérique permet donc de proposer une prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées plus proche des mécanismes réels pour un plus grand nombre de géométries d'entaille, tout en étant globalement fiable.

4.4.2 Modèle sur poutres entaillées renforcées

Dans le cas des poutres renforcées, le modèle numérique est comparé à l'expression de Blass sur laquelle se basent les nouvelles recomendations des Eurocodes 5 pour le renforcement (Equation 4.3). L'ensemble des poutres renforcées testées étant en Epicéa, les propriétés du bois implémentées dans le modèle sont présentées dans les tableaux 4.10 et 4.12. L'expression de Blass, elle, n'est pas dépendante des propriétés du bois. Les vis sont choisies de façon à ce que la longueur d'ancrage minimum (l) soit égale à $\alpha.h$. L'ensemble des caractéristiques mécaniques des vis nécessaires au calcul sont présentées dans le tableau 4.4.

Comme pour les poutres non-renforcées, on évalue la pertinence des deux approches à l'aide d'un ratio ($R_{pertinence}$) calculé selon l'équation 4.5, et les courbes prédictives du modèle numérique peuvent être comparées aux courbes expérimentales. La figure 4.33 présente cette comparaison pour la courbe expérimentale médiane de la catégorie **FEN1M3R**.

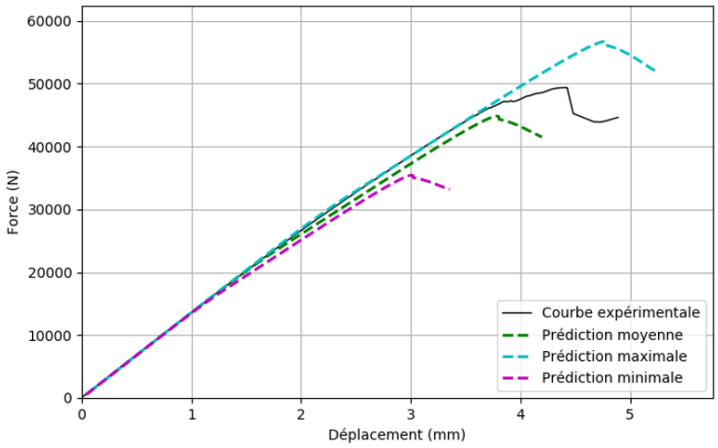
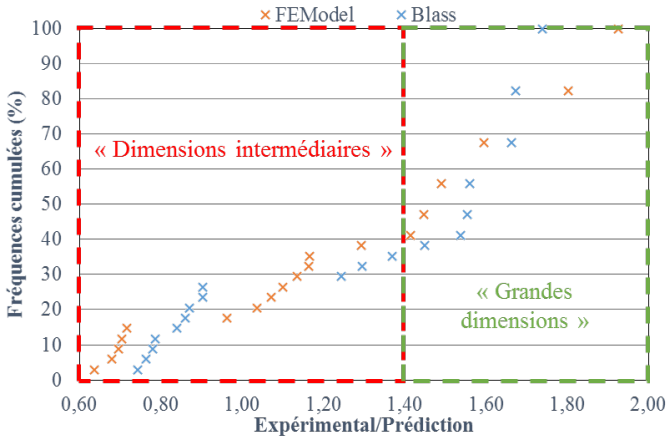
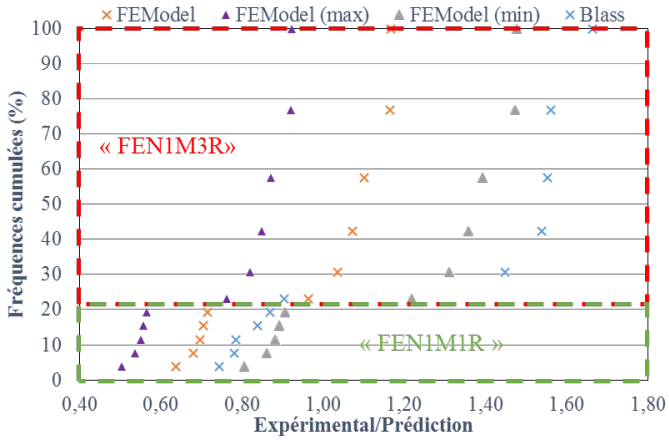


FIGURE 4.33 – Exemple de comparaison entre une courbe expérimentale et les courbes prédictives du modèle numérique pour une poutre de la catégorie **FEN1M3R**

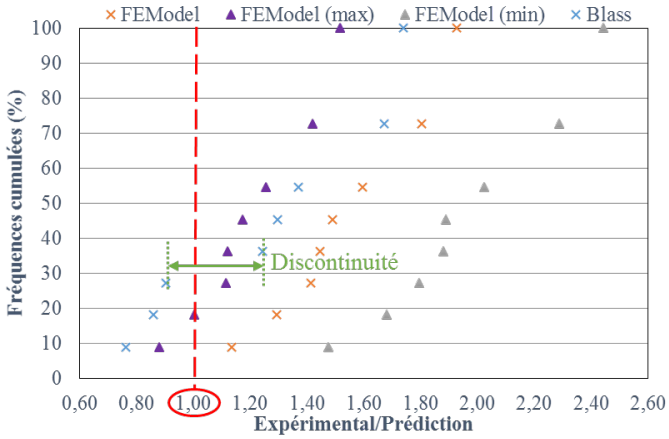
Afin de comparer les deux méthodes de prédiction pour l'ensemble des essais réalisés, les fréquences cumulées pour les courbes-R moyennes sont présentées sur la figure 4.34(a). On observe sur cette dernière un effet de groupe pour le modèle numérique. En effet, les poutres de la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires" sont séparées des poutres de la campagne expérimentale de "grandes dimensions". Il est donc nécessaire de traiter les fréquences cumulées en séparant les deux campagnes expérimentales (Figures 4.34(b) et 4.34(c)). On remarque alors, pour les poutres de "dimensions intermédiaires", un effet de groupe entre les poutres avec une seule vis (**FEN1M1R**) et celles avec trois vis (**FEN1M3R**). En effet, actuellement, le modèle numérique ne permet pas de considéer un blocage local de l'ouverture de fissure imparfait. C'est pourquoi on observe un biais dans la prédiction de la résistance ultime proposée par le modèle numérique pour les poutres avec un seul renfort (**FEN1M1R**).



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4.34 – Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les poutres renforcées, toutes campagnes expérimentales confondues (a), puis séparement, pour la campagne de "dimensions intermédiaires" (b), et de "grandes dimensions" (c)

En ne considérant, pour la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires", que les poutres avec trois renforts (**FEN1M3R**), on observe que pour cette configuration le modèle numérique est sécuritaire pour 80% des poutres testées, alors que l'expression de Blass n'est conservative pour aucune poutre (Figure 4.35). En effet, expérimentalement, on observe une ruine de la poutre due au fendage du bois. Or l'expression de Blass ne considère que la résistance du système de renforcement, et donc ne tient pas compte du scénario de ruine rencontré. Le modèle numérique, lui, considère uniquement la rupture par fendage du bois, ce qui explique que ce dernier offre une prédiction plus pertinente.

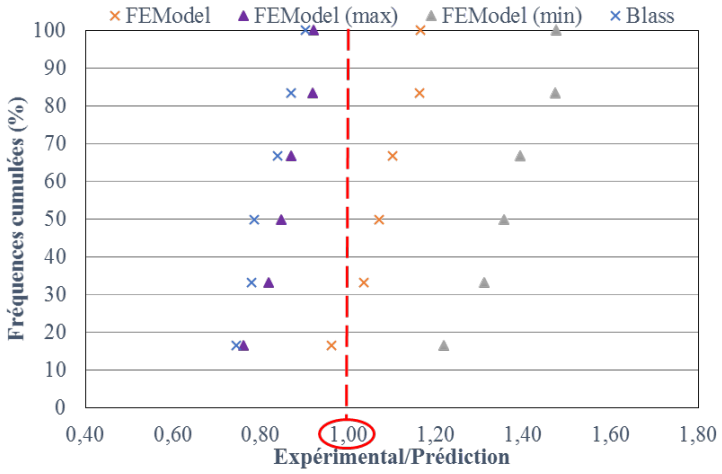


FIGURE 4.35 – Comparaison des fréquences cumulées des ratios $R_{pertinence}$ des deux approches pour les poutres renforcées de la catégorie **FEN1M3R**

Pour la campagne de "grandes dimensions", deux configurations de renforcement sont considérées, une avec une file de trois vis, et l'autre avec une file de deux vis. Ceci est à l'origine de la discontinuité observée sur les fréquences cumulées de l'expression de Blass (Figure 4.34(c)) et qui n'est pas présente sur les fréquences cumulées du modèle numérique. L'expression de Blass ayant pour particularité de ne considérer que la résistance du système de renforcement, elle est donc très dépendante du nombre de renforts utilisés. Or, la partie 4.3.3 a montré que, dans le cas des poutres de "grandes dimensions", l'ensemble des configurations de renforts testées offre un gain en résistance ultime similaire, ce qui s'explique par le mécanisme de ruine rencontré lors des essais. En effet, pour ces configurations de renforcement, la ruine de la poutre intervient par fendage du bois, qui est un scénario de ruine qui n'est

pas considéré par l'expression de Blass.

Dans cette partie, il a été démontré qu'il n'est pas possible de négliger la résistance du bois pour dimensionner des poutres renforcées. Le modèle numérique développé permet de prendre en compte un scénario de ruine jusqu'ici négligé dans les méthodes de dimensionnement proposées pour les Eurocodes 5. Les implications de ces observations sont détaillées dans la synthèse de ce chapitre.

4.5 Synthèse

4.5.1 Poutres sans renfort

Contrairement à l'expression de Gustafsson, le modèle numérique (plus complet) tient compte de la quasi-fragilité du bois et de la mixité des modes de propagation, par la prise en compte des courbes-R en mode I et II. Ceci permet d'obtenir une prédiction de la résistance ultime des poutres entaillées plus proche des mécanismes. En effet, dans le cas d'un matériau quasi-fragile, comme le bois, la résistance à la propagation de fissure ($G_R(a)$) croît jusqu'a atteindre une valeur plateau (G_{Rc}) pour une longueur de fissure critique (Δa_c). Les approches purement fragile considèrent uniquement la valeur plateau, ce qui peut entraîner une surestimation de la résistance ultime des poutres. En effet, plus la longueur de fissure ultime (a_u) à la charge de rupture est faible devant la longueur de fissure critique (Δa_c), plus la résistance à la propagation de fissure ($G_R(a_u)$) sera faible devant la valeur G_{Rc} (Figure 4.36).

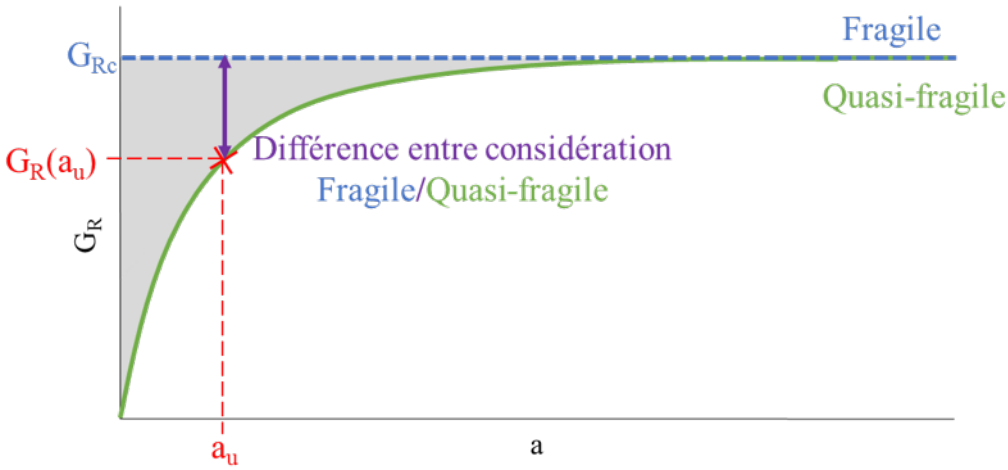


FIGURE 4.36 – Schéma illustrant la différence de résistance de propagation de fissure entre une considération quasi-fragile et fragile dans le cas d'une rupture de la poutre au cours du développement de la FPZ

Comme on a pu le constater dans ce chapitre, la mixité des modes de propagation est très dépendante de la hauteur de l'épaulement ($\alpha.h$). Cette évolution du ratio de mixité est prédite par le modèle. Ce dernier a même montré que, pour certaine valeur de α, la propagation de fissure est pilotée par le mode II. Or l'expression de Gustafsson ne considère que la propagation de fissure en mode I, ce qui va dans le sens de la sécurité, la valeur du taux de restitution d'énergie critique en mode I ($G_{I,c}$) étant plus faible que celle en mode II ($G_{II,c}$) (voir chapitre 3). Le modèle numérique propose une prédiction de la résistance ultime des poutres plus fidèle aux mécanismes pilotant le fendage que l'expression de Gustafsson pour l'ensemble des géométries d'entaille.

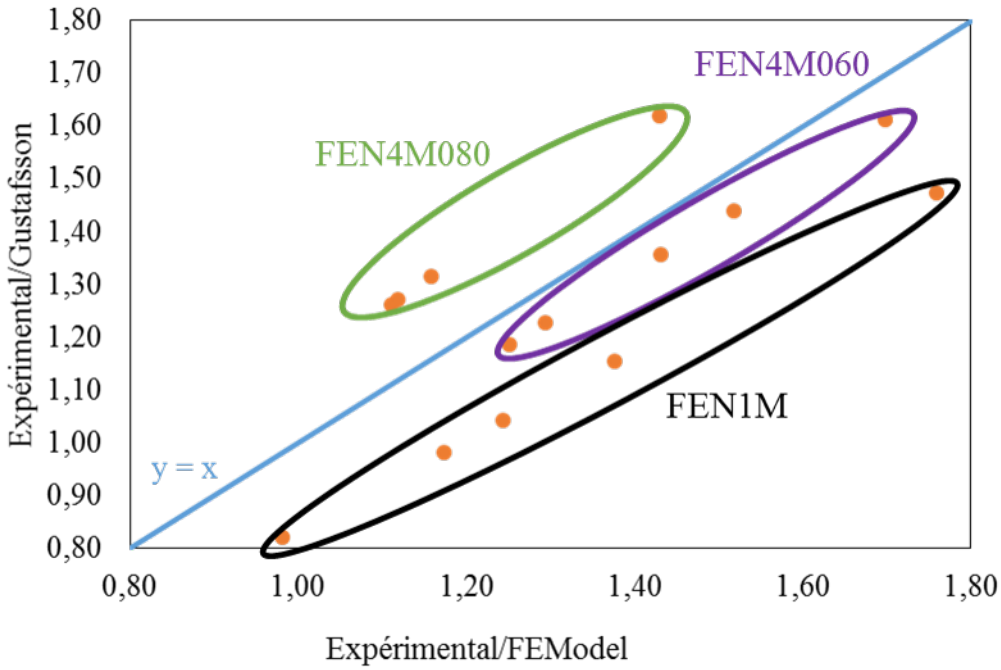


FIGURE 4.37 – Graphique représentant les ratios de pertinence du modèle développé en fonction des ratios de pertinence de l'expression de Gustafsson, pour les poutres en Epicéa

La figure 4.37 permet d'identifier très clairement cet effet, les différentes catégories de poutres (**FEN1M** (α = 0,5), **FEN4M066** (α = 0,66), **FEN4M080** (α = 0,80)) pouvant être distinguées. On remarque alors que, plus la hauteur de l'épaulement augmente, plus la prédiction proposée par Gustafsson devient sécuritaire, jusqu'à le devenir plus que le modèle pour un α égal à 0,8. En effet, on a vu dans le chapitre 2 que, plus la valeur de α augmente, plus la part du mode II devient importante dans les mécanismes de fissuration, et entraîne donc une dérive de la prédiction réalisée par Gustafsson.

4.5.2 Poutres renforcées

Actuellement, le dimensionnement des poutres renforcées s'effectue à l'aide de l'expression de Blass (Equation 4.3), qui ne considère pas la résistance du bois. Or, expérimentalement, l'ensemble des ruptures constatées sont dues au fendage du bois. Toutefois, les poutres testées expérimentalement sont des éléments assez court, dans

le cas d'éléments plus élancés, la rupture peut intervenir en flexion avant la rupture par fendage. L'expression de Blass ne considère donc pas tous les scénarii de ruine possibles. En effet, afin de déterminer la résistance ultime d'une poutre renforcée ($V_{ult,renf}$), il est nécessaire de considérer la résistance ultime du bois ($V^u_{0,renf}$), ainsi que la résistance du système de renforcement (V_{renf}), ce qui peut aboutir à l'équation 4.6.

$$V_{ult,renf} = min \begin{cases} V^u_{0,renf} \\ V_{renf} \end{cases} \tag{4.6}$$

De plus, on constate expérimentalement qu'il est impossible d'augmenter la résistance ultime des poutres au-delà d'une certaine limite, quel que soit le système de renforcement utilisé. En effet, comme on a pu le voir dans la partie 4.2, une fois que le système de renforcement empêche la propagation de fissure en mode I dans l'ensemble de la largeur de la poutre, on constate une rupture de la poutre sans endommagement du système de renforcement. La ruine de la poutre est entraînée par le fendage du bois et cette fissuration est principalement pilotée par le mode II. Dans le chapitre 3, on a vu que l'Epicéa présentait une propagation en mode II jusqu'à 4 fois plus énergétique que celle en mode I, ce qui explique que la résistance ultime des poutres renforcées reste supérieure à celle des poutres sans renfort. La résistance des poutres renforcées est donc limitée par la valeur plateau de la courbe-R en mode II ($G_{Rc_{II}}$). Ainsi, en première approximation, si l'on considère que l'expression de Blass permet de prédire la résistance ultime des poutres renforcées pour tous les scénarii autres que celui du fendage du bois en mode II, il est possible de proposer une formule analytique de dimensionnement de la résistance ultime du bois ($V^u_{0,renf}$) utilisant le taux de restitution d'énergie critique en mode II ($G_{II,c}$). Cette formulation peut s'appuyer sur l'expression du taux de restitution d'énergie en mode II (G_{II}) proposée par Riipola [50] (Equation 4.7).

$$G_{II,Riipola} = \frac{6}{b^2h^3E_x}\left(P\beta h\right)^2 \frac{3\left(\alpha - \alpha^2\right)}{\left(\alpha^3 + (1-\alpha)^3\right)} \tag{4.7}$$

Dans ce scénario on considère que la poutre frettée se comporte comme une poutre TENF ayant une fissure initiale de longueur $\beta.h$ placée à une distance $\alpha.h$ du haut de l'éprouvette (Figure 4.38).

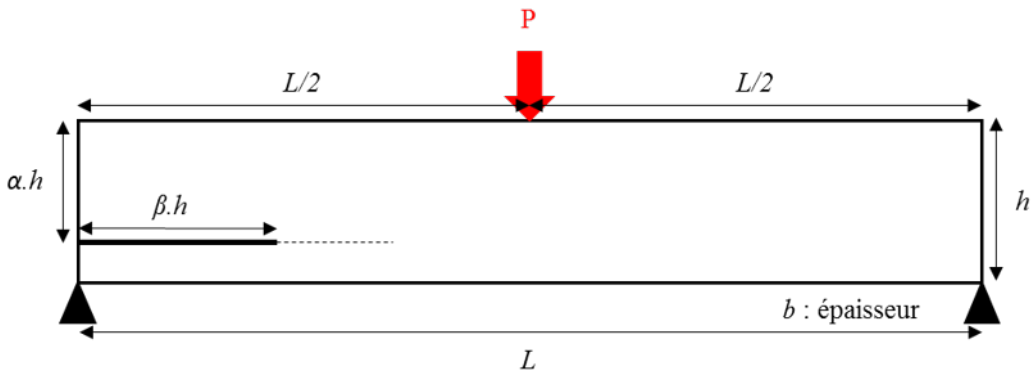


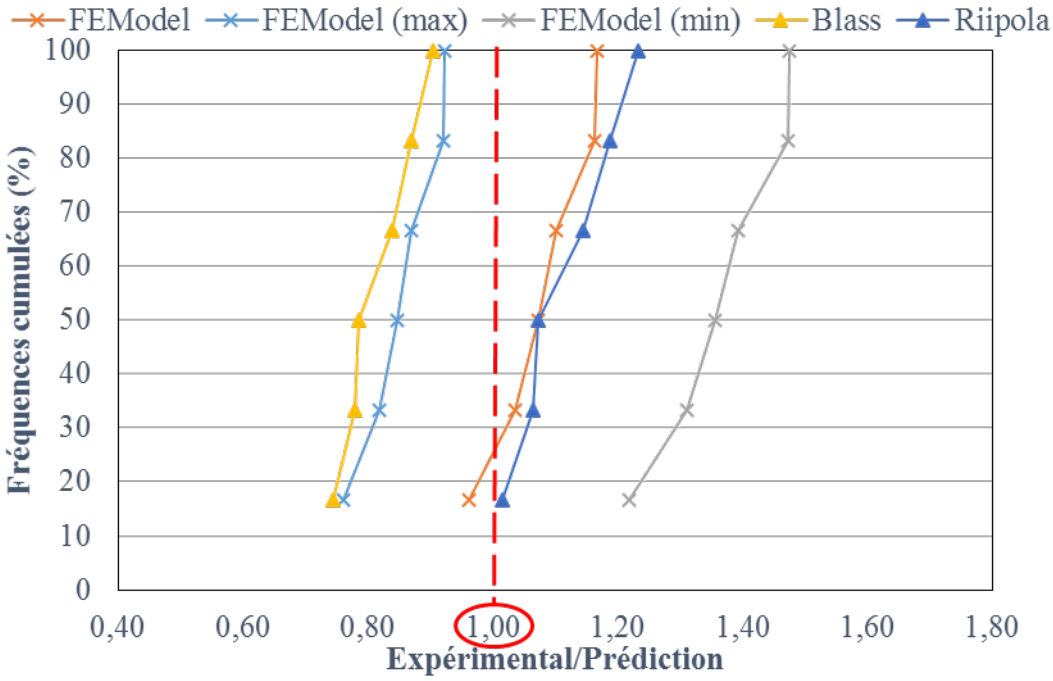
FIGURE 4.38 – Schéma de l'éprouvette considérée par l'expression de Riipola

Comme on a pu le constater expérimentalement et avec l'appui du modèle numérique, avant les renforts, la fissure s'initie comme dans les poutres sans renfort. Il est donc possible de proposer une formulation qui tient compte de l'emplacement des renforts par rapport au fond d'entaille. De plus, les recommandations proposées par la future section des Eurocodes 5 sur le renforcement [9] indiquent que les renforts doivent être introduits au plus proche du fond d'entaille, tout en respectant les règles de pinces. La distance des renforts au fond d'entaille est donc égale à $a_{1,c}$.

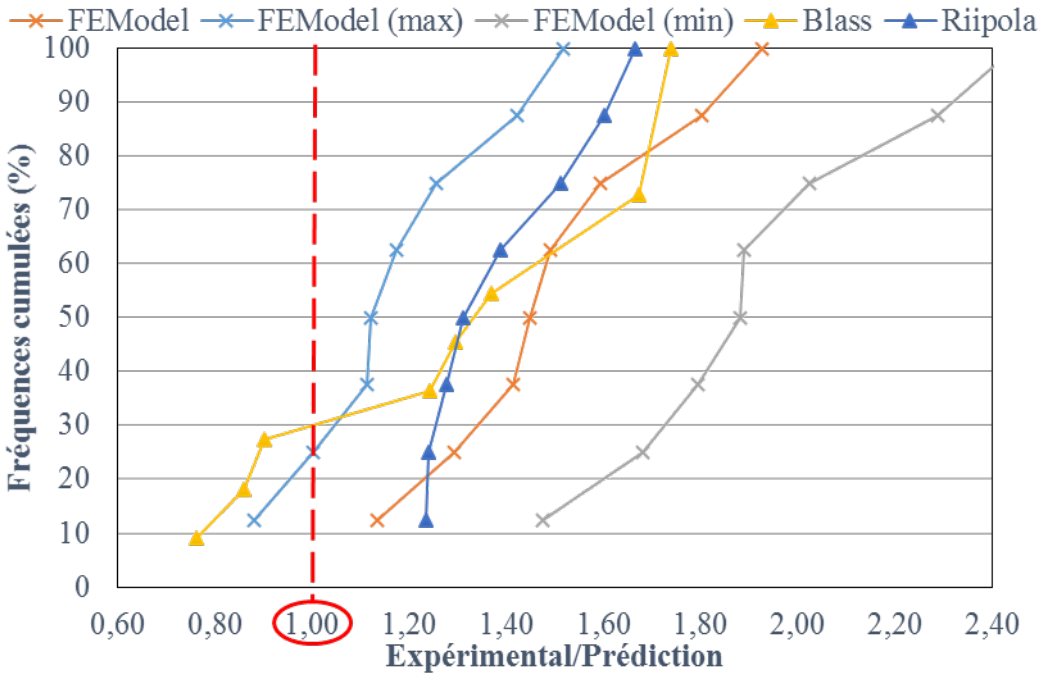
Par conséquent, la résistance ultime du bois pour les poutres renforcées ($V^u_{0,renf}$) peut être prédite grâce à l'équation 4.8, en considérant les paramètres géométriques présentés sur la figure 4.38.

$$V^u_{0,renf} = \left[G_{c,II} \frac{b^2 h^3 \left(\alpha^3 + (1-\alpha)^3\right) E_x}{18 \left(\alpha - \alpha^2\right) \left(\beta h + a_{1,c}\right)^2} \right]^{(1/2)} \tag{4.8}$$

Dans l'absolu, la propagation de fissure dans ce type de poutre ne s'effectue pas en mode II pur. Par conséquent, ne considérer que le mode II peut entraîner une surestimation de la résistance ultime. Cependant, pour les essais réalisés, on constate sur les figures 4.39(a) et 4.39(b) que la proposition (Riipola sur les figures) se rapproche de l'estimation proposée par le modèle numérique (FEModel sur les figures).



(a)



(b)

FIGURE 4.39 – Fréquences cumulées (sur les valeurs moyennes) pour l'ensemble des méthodes considérées pour les poutres renforcées de la campagne expérimentale de "dimensions intermédiaires" (a) et de "grandes dimensions" (b)

Conclusion

Les travaux réalisés dans cette étude ont été menés dans le but de qualifier la résistance des composants de structures soumis au fendage (propagation selon la direction L du bois). Ce scénario de ruine apparaîssant, d'après la littérature, dans le cas des poutres avec et sans renfort. Dans le cas des poutres renforcées, des études considérant le bois comme un matériau fragile ont montré les risques produits par ces mécanismes de propagation en modes mixte, sans pour autant établir de règles ou d'outils capables de fournir une prédiction pertinente des performances mécaniques de ces composants. La définition d'un outil de caractérisation à court terme de l'interaction entre le frettage et les mécanismes de fissuration du bois semble donc nécessaire.

Les dernières avancées en termes de mécanique de la rupture du bois amènent à considérer ce matériau comme quasi-fragile. Cet aspect considère que le bois s'endommage en traction perpendiculaire et en cisaillement, avant de faire apparaître des macros fissures. A l'échelle d'un composant, cela se traduit par des pertes de rigidité dues à des phénomènes locaux de fissuration. Le fendage du bois est piloté par ces mécanismes, et il en résulte des contributions en mode I et II, qui dépendent de la géométrie des composants étudiés. Par conséquent, les protocoles expérimentaux et de traitement de données exposés dans ce document ont été choisis afin d'établir les lois énergétiques caractérisant la séparation du matériau bois en mode I et II par la détermination de courbes de résistance (courbes-R) pour chacun de ces modes. Le degré d'anisotropie G_{II}/G_I alors constaté peut varier entre 2 et 5 selon les essences, le mode II restituant plus d'énergie. La campagne de caractérisation menée sur le Pin Maritime et l'Epicéa a permis de mettre en place des courbes-R enveloppe en mode I et II qui permettent d'alimenter un modèle global de prédiction de la ré-

sistance ultime des composants de structure soumis au fendage. Celui-ci considère la mixité des modes de propagation à l'aide d'une loi de mélange établie sur les courbes-R. Ainsi, il est possible de relier la qualité des bois utilisés à la performance du composant de structure. On constate généralement que le fait de considérer la quasi-fragilité du bois amène à des prédictions de charge de ruine plus sécuritaires, car plus proches des mécanismes locaux.

Les essais expérimentaux menés, à différentes échelles, sur des poutres entaillées avec et sans renfort, ont confirmé que la rupture par fendage pouvait être effective dans les deux cas. Néanmoins, pour les poutres renforcées, ce mode de ruine n'est pas considéré dans les règles de dimensionnement, alors qu'il entraîne une perte de rigidité significative pouvant générer des désordres dans les structures. L'analyse par stéréovision illustre les mécanismes qui génèrent l'endommagement dans le bois, et indique que le frettage soulage la traction transverse, mais que la propagation en mode II demeure et pilote la résistance résultante. Le frettage, de par sa couture, ne permet donc pas un blocage absolu du mécanisme de fissuration.

En parallèle, la modélisation du fendage des poutres renforcées et non renforcées est proposée en accord avec les expériences menées. Il en ressort que le critère énergétique proposé à partir des courbes de résistances permet de qualifier de manière efficace les charges de ruine. La modélisation fournit donc un modèle complet, qui montre les bifurcations d'énergie entre le mode I et II induites par les géométries d'entailles et le renforcement. Dans le cas des poutres non-renforcées, la hauteur de l'épaulement va amener à une performance plus ou moins tributaire du mode II. Par conséquent, bien que dans chacun des cas la rupture du composant soit due au fendage du bois, les énergies critiques mises en jeu sont distinctes, et cette différence peut être appréciée par le modèle proposé. La modélisation proposée peut alors servir de référentiel pour calibrer les propositions de dimensionnement dans les règles de calculs, de manière à limiter le nombre d'expériences nécessaires à leur validation.

Ainsi, dans le cas des poutres non-renforcées, afin de proposer une formule analytique plus fidèle aux mécanismes de fissuration, il est possible de considérer une fonction de calibration ($\eta_1\left(geo, mat\right)$) dépendante de la géométrie et du matériau considéré, à appliquer à l'expression de Gustafsson (Equation 4.9). Cette fonction est établie à partir des ratios de la prédiction de l'expression de Gustafsson sur la

prédiction du modèle pour une essence et une géométrie donnée.

$$\frac{V}{b\alpha h} = \frac{\sqrt{G_{c,I}/h}}{\sqrt{0.6\left(\alpha-\alpha^2\right)/G_{xy}} + \beta\sqrt{6\left(\frac{1}{\alpha}-\alpha^2\right)/E_x}} \times \eta_1\left(geo, mat\right) \tag{4.9}$$

Pour les poutres renforcées, les conditions cinématiques implémentées sur les lèvres de la fissure, qui empêchent localement l'ouverture et le glissement du bois, amènent également à une bifurcation des énergies très significative. Le mode II, dans ce cas, peut piloter à 90% le fendage. La modélisation explique aussi, par l'interaction entre la propagation de fissure dans le bois et les efforts verticaux et horizontaux repris dans les renforts, que les gains maxima obtenus sont bornés par l'énergie de rupture en mode II. Comme pour les poutres non-renforcées, cette modélisation peut servir de référence pour tester des formulations plus accessibles aux techniques de l'ingénieur. Ainsi, afin de proposer une règle analytique de dimensionnement au fendage des composants frettés, une proposition basée sur la résistance des poutres ENF et la formulation de Riipola a été éprouvée, avec de bons résultats pour les essais réalisés. Toutefois, cette expression considère une propagation de fissure en mode II pur dans un matériau purement fragile. Il est donc possible, comme pour les poutres non-renforcées de lui appliquer une fonction de calibration ($\eta_2\left(geo, mat\right)$), dépendante de la géométrie et du matériau considéré (Equation 4.10), afin de proposer une prédiction de la résistance ultime des composants de structure renforcées plus fidèle aux mécanismes de fissuration.

$$V^u_{0,renf} = \left[G_{c,II}\frac{b^2h^3\left(\alpha^3+\left(1-\alpha\right)^3\right)E_x}{18\left(\alpha-\alpha^2\right)\left(\beta h + a_{1,c}\right)^2}\right]^{(1/2)} \times \eta_2\left(geo, mat\right) \tag{4.10}$$

En raison des règles de pinces, les techniques de frettage ne permettent pas de retarder l'initiation de fissure. Dans cette optique, le fendage du bois peut intervenir dans le comportement à long terme des solutions renforcées, ce qui peut être préjudiciable si ce mécanisme n'est pas pris en compte dans les règles de dimensionnement. L'appréciation du comportement à long terme se fait sur la base de modélisations et d'expériences fondées sur le niveau de charge des composants. Les résultats de ce travail , par l'utilisation d'un modèle complet, apportent des informations utiles relatives aux mécanismes de séparation constatés dans le cas d'un matériau quasi-fragile (initiation, endommagement, fissuration).

Enfin, le modèle proposé peut être étendu à d'autres géométries et assemblages, comme les poutres avec réservation, les percements circulaires, ou encore les couronnes de boulons. En effet, il permet de découpler les efforts de cisaillement et de traction au sein des systèmes de renforcement et peut donc être utilisée dans l'étude des ruptures par bloc au niveau des assemblages par exemple. Comme on a pu le voir, le critère énergétique proposé nécessite la caractérisation des courbes-R du bois. Des campagnes expérimentales doivent donc être menées dans ce sens pour étendre la méthode à d'autres essences de bois (feuillus et résineux), et contribuer à des approches qui aillent dans le sens de la fiabilité des composants ou des assemblages.

Bibliographie

[1] Robert Jockwer. *Structural behaviour of glued laminated timber beams with unreinforced and reinforced notches.* PhD thesis, ETH ZURICH, Zurich, 2014.

[2] Simon Aicher Lilian Höfflin. Design of rectangular holes in glulam beams. *Otto-Graf-Journal*, 14, 2003.

[3] Lilian Höfflin and Simon Aicher. DESIGN OF RECTANGULAR HOLES IN GLULAM BEAMS BEMESSUNG RECHTECKIGER DURCHBRÜCHE IN BRETT- SCHICHTHOLZ DIMENSIONNEMENT DE TROUS RECTANGULAIRES DANS DES POUTRES EN BOIS LAMELLE COLLE. 14 :20, 2003.

[4] Simon Aicher and Lillian Höfflin. Fracture behavior and design of glulam beams with round holes. In *Proceedings of 10th World Conference on Timber Engineering*, volume 1, pages 132–140, 2008.

[5] Henrik Danielsson and Per Johan Gustafsson. A probabilistic fracture mechanics method and strength analysis of glulam beams with holes. *European Journal of Wood and Wood Products*, 69(3) :407–419, August 2011.

[6] Henrik Danielsson and Per Johan Gustafsson. Fracture analysis of glued laminated timber beams with a hole using a 3d cohesive zone model. *Engineering Fracture Mechanics*, 124-125 :182–195, July 2014.

[7] Steffen Franke, Bettina Franke, and Annette M. Harte. Failure modes and reinforcement techniques for timber beams – State of the art. *Construction and Building Materials*, 97 :2–13, October 2015.

[8] René Steiger, Erik Serrano, Mislav Stepinac, Vlatka Rajčić, Caoimhe O'Neill, Daniel McPolin, and Robert Widmann. Strengthening of timber structures with glued-in rods. *Construction and Building Materials*, 97 :90–105, October 2015.

[9] Philipp Dietsch. Reinforcement of timber structures - a new section for Eurocode 5. page 10, Vienna, August 2016.

[10] Stéphane Morel, Nuno Dourado, and Gérard Valentin. Wood : a quasibrittle material R-curve behavior and peak load evaluation. *International Journal of Fracture*, 131(4) :385–400, February 2005.

[11] Ronald Krueger. Virtual crack closure technique : History, approach, and applications. *Appl. Mech. Rev*, 57(2) :109–143, April 2004.

[12] Stéphane Morel. R-curve and size effect in quasibrittle fractures : Case of notched structures. *International Journal of Solids and Structures*, 44(13) :4272–4290, June 2007.

[13] Ngoc Anh Phan, Stéphane Morel, and Myriam Chaplain. Mixed-mode fracture in a quasi-brittle material : R-curve and fracture criterion – Application to wood. *Engineering Fracture Mechanics*, 156 :96–113, May 2016.

[14] G. Valentin, Lars Böstrom, Per Johan Gustafsson, Alpo Ranta-Maunus, and Shankare Gowda. Application of fracture mechanics to timber structures RILEM state-of-the-art-report. Technical report, VTT, Laboratory of Structural Engineering, Espoo, Finland, 1991.

[15] Eurocode 5 : Design of timber structures - Part 1-1 : General - Common rules and rules for buildings. 2004.

[16] EN DIN. 1-1/na : 2013, national annex-nationally determined parameters-eurocode 5 : Design of timber structures-part 1-1 : General–common rules and rules for buildings, din deutsches institut für normung e. v. *DIN Deutsches Institut für Normung e. V*, 1995.

[17] SFS intec, editor. *Système de fixation pour construction bois.* 2017.

[18] SFS intec. Sfs self-tapping screws wt. Technical report, 2012.

[19] SFS intec. Sfs self-tapping screws wr. Technical report, 2012.

[20] Daniel Guitard. *Mécanique du matériau bois et composites.* Cépaduès, 1987.

[21] Alan Arnold Griffith. VI. The phenomena of rupture and flow in solids. *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A*, 221(582-593) :163–198, January 1921.

[22] G. R. IRWIN. Fracture. *Handbuch der Physik*, page 551, 1958.

[23] Jeff D Linville et al. *Timber construction manual.* John Wiley & Sons, 2012.

[24] American Wood Council. National design specification for wood construction, 2012.

[25] Teil DIN1052. 1 : Holzbauwerke. *Berechnung and Ausführung*, 1988.

[26] Canadian Wood Council. Csa o86-09 engineering design in wood. *Mississauga, Canada*, 2009.

[27] AS Australian Standard. As 1720.1-1997. *Timber Structures : Design Methods.*

[28] Robert J Ross et al. Wood handbook : Wood as an engineering material. *USDA Forest Service, Forest Products Laboratory, General Technical Report FPL-GTR-190, 2010 : 509 p. 1 v.*, 190, 2010.

[29] JA Scholten. Rounding notches makes stronger joists. *American Lumberman*, (3039), 1935.

[30] PF Walsh, RH Leicester, and A Ryan. strength of glued lap joints in timber. *Forest products journal*, 1973.

[31] RH Leicester and Paul Francis Walsh. Numerical analysis for notches of arbitrary notch angle. In *Fracture Mechanics Technology Applied to Material Evaluation and Structure Design*, pages 161–170. Springer, 1983.

[32] Joseph F Murphy. Using fracture mechanics to predict failure in notched wood beams. *Reprints-United States, Forest Service*, 1979.

[33] Per Johan Gustafsson. A study of strength of notched beams. volume 21-10-1, Parksville, Canada, 1988.

[34] Simon Aicher, Per Johan Gustafsson, Peer Haller, and Hans Petersson. Fracture mechanics models for strength analysis of timber beams with a hole or a notch - A report of RILEM TC-133. Technical report, Lund University, Lundo and Espoo, January 2002.

[35] HJ Larsen, H Riberholt, and PJ Gustafsson. Annex to paper cib-w18/25-102-1—eurocode 5-design of notched beams. In *Paper No. CIB-W18/25-102-1AProc., Meeting*, volume 25, 1992.

[36] Hilmer Riberholt. *Timber beams notched at the support.* Techn. University of Denmark, 1991.

[37] Ian Smith and Gerret Springer. Consideration of Gustafsson's proposed Eurocode 5 failure criterion for notched timber beams. *Can. J. Civ. Eng.*, 20(6) :1030–1036, December 1993.

[38] Simon AICHER, Head of, and Lilian HÖFFLIN. New Design Model for Round Holes in Glulam Beams. page 6.

[39] Simon AICHER and Nikola ZISI. DESIGN OF LARGE RECTANGULAR HOLES IN COMPRESSION AND MOMENT LOADED GLULAM MEMBERS. 9 :10, 2013.

[40] HJ Larsen and PJ Gustafsson. The fracture energy of wood in tension perpendicular to the grain : Results from a joint testing project. *International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission CIB-W18*, 1990.

[41] Robert Jockwer, René Steiger, Andrea Frangi, and Köhler Jochen. Impact of material properties on the fracture mechanics design approach for notched beams in Eurcode 5, August 2011.

[42] Ngoc Anh Phan. *Simulation of time-dependent crack propagation in a quasi-brittle material under relative humidity variations based on cohesive zone approach : application to wood.* PhD thesis, Bordeaux, 2016.

[43] Jean-Luc Coureau. *Renforcement local d'éléments de structures bois par des matériaux composites.* PhD thesis, Bordeaux 1, January 2002.

[44] Annette M. Harte, Philipp Dietsch, and COST, European Cooperation in Science and Technology, editors. *Reinforcement of timber structures : a state-of-the-art report.* Shaker Verl, Aachen, 2015. OCLC : 921296934.

[45] Robert Jockwer, René Steiger, and Andrea Frangi. Fully Threaded Self-tapping Screws Subjected to Combined Axial and Lateral Loading with Different Load to Grain Angles. In Simon Aicher, H.-W. Reinhardt, and Harald Garrecht, editors, *Materials and Joints in Timber Structures*, pages 265–272. Springer Netherlands, Dordrecht, 2014.

[46] Philipp Dietsch and Reinhard Brandner. Self-tapping screws and threaded rods as reinforcement for structural timber elements – A state-of-the-art report. *Construction and Building Materials*, 97 :78–89, October 2015.

[47] Diethelm Henrici. *Beitrag zur Spannungsermittlung in ausgeklinkten Biegeträgern aus Holz.* PhD thesis, Technische Universität München, 1984.

[48] Hans Joachim Blass and I. Bejtka. Reinforcements perpendicular to the grain using self-tapping screws. In *The 8th world conference on timber engineering, Lahti, Finland*, volume 1, 2004.

[49] Mathieu Verdet. *Etude du comportement à long terme de systèmes d'assemblages par goujons collés en conditions climatiques variables*. PhD thesis, Bordeaux, 2016.

[50] K Riipola. Dimensioning of beams with cracks, notches and holes. an application of fracture mechanics. In *Paper No. CIB-W18/23-10-2, Proc., Meeting*, volume 23, 1990.

[51] Nuno DOURADO. *R-Curve behaviour and size effect of a quasibrittle material : Wood*. PhD thesis, UNIVERSITÉ BORDEAUX I, 2008.

[52] E. Toussaint, E. Fournely, R. Moutou Pitti, and M. Grédiac. Studying the mechanical behavior of notched wood beams using full-field measurements. *Engineering Structures*, 113 :277–286, April 2016.

[53] M. F. S. F. de Moura, J. M. Q. Oliveira, J. J. L. Morais, and J. Xavier. Mixed-mode I/II wood fracture characterization using the mixed-mode bending test. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(1) :144–152, January 2010.

[54] Hiroshi Yoshihara. Initiation and propagation fracture toughness of solid wood under the mixed Mode I/II condition examined by mixed-mode bending test. *Engineering Fracture Mechanics*, 104 :1–15, May 2013.

[55] Julie Lartigau. *Caractérisation du comportement des assemblages par goujons collés dans les structures bois*. phdthesis, Université Sciences et Technologies - Bordeaux I, July 2013.

[56] Stéphane Morel, Guillaume Mourot, and Jean Schmittbuhl. Influence of the specimen geometry on R-curve behavior and roughening of fracture surfaces. *International Journal of Fracture*, 121(1-2) :23–42, May 2003.

[57] Jean-Luc Coureau, Stéphane Morel, and Nuno Dourado. Cohesive zone model and quasibrittle failure of wood : A new light on the adapted specimen geometries for fracture tests. *Engineering Fracture Mechanics*, 109 :328–340, September 2013.

[58] C Grazide, A Cointe, JL Coureau, and S Morel. Effet des singularités de croissance du bois sur la résistance en flexion.

[59] N. Dourado, S. Morel, M. F. S. F. de Moura, G. Valentin, and J. Morais. Comparison of fracture properties of two wood species through cohesive crack simulations. *Composites Part A : Applied Science and Manufacturing*, 39(2) :415–427, February 2008.

[60] Simon Aicher, Lars Böstrom, Martin Girel, David Kretschmann, and Gérard Valentin. *Determination of fracture energy of wood in Mode II : RILEM TC 133 report.* Number 1997,13 in SP report / Swedish National Testing and Research Institute. Borås, 1997. OCLC : 246644740.

[61] Ismael Lespine. *Influence de la géométrie des structures sur les propriétés de rupture dans les matériaux quasi-fragiles.* PhD thesis, Bordeaux 1, January 2007.