



HAL
open science

Expérimentation et modélisation du comportement mécanique de structures multi-matériaux bois-béton

Eric Augeard

► **To cite this version:**

Eric Augeard. Expérimentation et modélisation du comportement mécanique de structures multi-matériaux bois-béton. Génie civil. Université de Lyon, 2018. Français. NNT : 2018LYSE1167 . tel-02002157

HAL Id: tel-02002157

<https://theses.hal.science/tel-02002157>

Submitted on 31 Jan 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.



N°d'ordre NNT : 2018LYSE1167

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON
opérée au sein de
l'Université Claude Bernard Lyon 1

Ecole Doctorale N° 162
Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique (MEGA)

Spécialité de doctorat : Génie Civil
Discipline : Matériaux et Structures

Soutenue publiquement le 25/09/2018, par :
Eric AUGÉARD

**Expérimentation et Modélisation du
comportement mécanique de structures
multi-matériaux BOIS-BETON**

Devant le jury composé de :

DANTEC, Chafika – Professeure – Université d'Artois – Présidente

BOUCHAIR, Abdelhamid – Professeur – Université Clermont Auvergne - *Rapporteur*

LANATA, Francesca – Maître de Conférences – Ecole supérieure du bois – *Examinatrice*

SORELLI, Luca – Professeur – Université Laval – *Rapporteur*

FERRIER, Emmanuel – Professeur – Université Lyon 1 – *Directeur de thèse*

MICHEL, Laurent – Maître de Conférences – Université Lyon 1 – *Co-directeur de thèse*

UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

Président de l'Université

Président du Conseil Académique

Vice-président du Conseil d'Administration

Vice-président du Conseil Formation et Vie Universitaire

Vice-président de la Commission Recherche

Directrice Générale des Services

M. le Professeur Frédéric FLEURY

M. le Professeur Hamda BEN HADID

M. le Professeur Didier REVEL

M. le Professeur Philippe CHEVALIER

M. Fabrice VALLÉE

Mme Dominique MARCHAND

COMPOSANTES SANTE

Faculté de Médecine Lyon Est – Claude Bernard

Faculté de Médecine et de Maïeutique Lyon Sud – Charles Mérieux

Faculté d'Odontologie

Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques

Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation

Département de formation et Centre de Recherche en Biologie Humaine

Directeur : M. le Professeur G.RODE

Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON

Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS

Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA

Directeur : M. X. PERROT

Directeur : Mme la Professeure A-M. SCHOTT

COMPOSANTES ET DEPARTEMENTS DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE

Faculté des Sciences et Technologies

Département Biologie

Département Chimie Biochimie

Département GEP

Département Informatique

Département Mathématiques

Département Mécanique

Département Physique

UFR Sciences et Techniques des Activités Physiques et Sportives

Observatoire des Sciences de l'Univers de Lyon

Polytech Lyon

Ecole Supérieure de Chimie Physique Electronique

Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1

Ecole Supérieure du Professorat et de l'Education

Institut de Science Financière et d'Assurances

Directeur : M. F. DE MARCHI

Directeur : M. le Professeur F. THEVENARD

Directeur : Mme C. FELIX

Directeur : M. Hassan HAMMOURI

Directeur : M. le Professeur S. AKKOUCHE

Directeur : M. le Professeur G. TOMANOV

Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID

Directeur : M. le Professeur J-C PLENET

Directeur : M. Y.VANPOULLE

Directeur : M. B. GUIDERDONI

Directeur : M. le Professeur E.PERRIN

Directeur : M. G. PIGNAULT

Directeur : M. le Professeur C. VITON

Directeur : M. le Professeur A. MOUGNIOTTE

Directeur : M. N. LEBOISNE

RESUME

L'objet de ce travail de recherche est d'étudier le comportement mécanique de structures multi-matériaux d'un point de vue empirique et théorique. Ces structures mixtes s'articulent autour de plusieurs matériaux : le bois, le béton, les résines et les armatures. Le but est de tirer avantage de chaque matériau pour améliorer le comportement général de la structure tant au niveau de la résistance ultime que de la rigidité. De nouvelles méthodes de liaison sont également étudiées pour proposer de nouvelles solutions constructives innovantes dans le domaine du Génie Civil.

La première partie de ce travail est consacrée à l'étude des liaisons bois-béton. Ainsi une analyse expérimentale est menée à l'aide d'essais push out pour déterminer les meilleures configurations permettant la connexion des matériaux bois et béton. Ces essais push out ont permis de caractériser les joints collés bois-béton sous différentes configurations et ont également permis de retenir deux systèmes constructifs : une par voie sèche et une par voie humide.

La seconde étape consiste à tester ces méthodes de fabrication à grande échelle. Une campagne expérimentale sur des poutres de 8 m de long et des planchers de 8,15 m a donc débuté. Des essais de flexion 4 points en chargement quasi statique ont permis de caractériser le comportement mécanique de onze configurations de poutres. Les résultats confirment l'intérêt des sections hybrides dans la construction : gain de capacité portante et gain de rigidité. Le collage et le nouveau système de liaison sont donc des systèmes performants qui évitent tout glissement entre les matériaux. Les tests sur plancher montrent que comparer aux charges classiques en bâtiment, les panneaux ont une marge de sécurité vis-à-vis de l'état limite de service et de l'état limite ultime.

La dernière étape se concentre sur l'étude d'un chargement cyclique des panneaux hybrides. Un essai de flexion 4 points est utilisé pour solliciter pendant un million de cycles les planchers entre 4 et 20 kN. Ces charges correspondent respectivement à un plancher déchargé avec le poids mort du carrelage, cloisons et faux-plafond et un plancher chargé avec des charges d'exploitation de bureaux. Après les essais cycliques, un test de résistance résiduelle est également effectué.

En parallèle, une étude analytique pour modéliser le comportement mécanique instantané des structures hybrides est effectuée. Ce modèle analytique se base sur un calcul itératif en étudiant les déformations de la section et en équilibrant les forces internes. Le comportement mécanique de chaque matériau est pris en compte et notamment leur non-linéarité. Ce modèle développé en chargement statique a également été adapté pour prendre en considération le fluage des matériaux et ainsi obtenir le comportement différé des structures bois-béton.

Mots clés : bois-béton, structures hybrides, collage, chargement cyclique, modélisation

ABSTRACT

The objective of this project is to develop composite structures. These kinds of structures are made with wood, concrete, adhesive and rebar. The purpose is to take advantages of each material in order to improve the mechanical behavior of the hybrid structure. New bonding systems are proposed and studied to offer innovating solutions in Civil Engineering.

The first part is dedicated to the study of the liaison between wood and concrete by gluing. An experimental analysis is done with push out tests in order to determine the best configurations to connect wood and concrete. Two constructive methods have been retained: a dry way and a humid way.

The second step consists to test these methods of fabrication in real condition. An experimental campaign on beams and panels is launched with 4 points bending tests and under static loading to characterize the mechanical behavior of eleven beams. The interest of such hybrid sections is confirmed: gain of the bearing capacity and rigidity. The gluing and the new system of bonding are both performing and avoid slip between materials. Tests on panels show a security margin compared to classic loads in construction, for both limit states.

The last stage of the thesis focuses on the study of cyclic loading of hybrid panels where 4 points bending test is used to load panels for one million cycles between 4 and 20 kN. These loads correspond respectively to the dead load on the unloaded panels and the panels loaded with regulatory live loads. After cyclic tests are performed, a bending test to the rupture is conducted.

In parallel, an analytical study to model the instantaneous mechanical behavior of composite structure is proposed. This model is based on an iterative calculation by studying the deformation of the section and by equilibrating internal forces. The mechanical behavior of each material is considered with their non-linearity. This modelling is developed for static loads and was adapted to take in consideration creep of materials and thus obtain the differential behavior of wood-concrete structures.

Key words: *wood-concrete, hybrid structure, bonding, cyclic loading, modelling*

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je tiens à remercier les personnes qui ont pu contribuer de près ou de loin à mon projet et mais surtout à sa réussite. Le chemin pour aboutir à ce mémoire de thèse a été long mais les encouragements et la confiance des autres m'ont permis d'y arriver. Pour commencer, je tiens à remercier mon directeur de thèse, M. Emmanuel FERRIER, qui m'a confié ce projet et qui a su m'orienter tout au long de la thèse tant sur les points techniques qu'administratifs. Egalement mon co-directeur de thèse, M. Laurent MICHEL, qui a été présent et disponible au moindre problème et qui m'a assisté lors des nombreuses manipulations effectuées. Je les remercie tous les deux pour leurs conseils et expertises qui m'ont permis de mener ce projet à terme.

Un grand remerciement également aux partenaires industriels de ce projet qui ont su être présents et réactifs tout au long de ce travail de thèse. Sans eux, aucune expérience n'aurait été possible. Pour leur implication, je tiens à remercier les entreprises Jouselin, Cruard, Bostik, Julien Lebourgeois et Lyon Ingénierie Project mais également les collaborateurs au sein de ces entreprises.

Je tiens à saluer également tout le corps enseignant du laboratoire, qui s'est intéressé à mon travail. Je pense plus particulièrement à Mme Cécile GRAZIDE, pour son expertise dans le domaine du bois et sa bonne humeur au travail.

Une pensée également à mes collègues doctorants avec qui l'échange et l'entraide ont été crucial lors de mon passage au laboratoire, merci également aux discussions et moments de détente qui ont rendu mon séjour plus amusant et agréable.

Je remercie les rapporteurs qui ont étudié mon travail avec attention, pour leurs remarques qui m'ont permis d'améliorer cette thèse mais également ma pensée scientifique.

Un merci particulier est rendu aux techniciens du laboratoire. M. Norbert COTTET pour sa curiosité sur mon projet et son aide lors des expérimentations mais également son savoir-faire et surtout sa personnalité. M. Emmanuel JANIN pour sa maîtrise des instrumentations, ses connaissances, son aide et sa bonne humeur lors des nombreuses heures de travail à l'atelier mais aussi sa présence et sa motivation pour m'accompagner au sport chaque midi. Un grand merci aux techniciens pour leur bonne humeur et l'aura qu'ils apportent au laboratoire mais aussi les fous rires que nous avons pu avoir.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis qui m'ont supporté et aidé moralement lors de ces trois années de travail. Leur confiance en moi m'a permis d'avancer et de ne pas douter. Merci également pour les moments de détente et de partage qui m'ont permis de m'aérer l'esprit. Bien que je ne puisse pas tous les citer, un grand merci à tous : Père, Mère, mes frères et sœurs, Marion, le trio Fabien-Florent-Jérôme, Loïc et Julia, Ludo, Jaja, Alex et Elodie...

« Nos connaissances sont une goutte, notre ignorance, un océan. »

Isaac NEWTON

SOMMAIRE

INTRODUCTION & CONTEXTE	1
CHAP I : ETAT DE L'ART	3
I LES MATERIAUX.....	3
I.1 BOIS	3
<i>I.1.1 Le matériau bois.....</i>	<i>3</i>
<i>I.1.2 Le bois et le génie civil.....</i>	<i>5</i>
I.1.2.1 Comportement mécanique du matériau bois	5
I.1.2.2 Classe de résistance du bois	6
<i>I.1.3 Durabilité et vieillissement du bois</i>	<i>7</i>
I.2 BETON & BFUP	9
<i>I.2.1 Origine et Constitution du béton.....</i>	<i>9</i>
<i>I.2.2 Du béton courant vers le BFUP.....</i>	<i>9</i>
<i>I.2.3 Comportement mécanique du BFUP.....</i>	<i>11</i>
<i>I.2.4 Durabilité des bétons</i>	<i>12</i>
I.3 COLLES ET ADHESIFS	13
<i>I.3.1 Le collage</i>	<i>13</i>
I.3.1.1 Préparation de surface	15
I.3.1.2 Les principaux modèles et théories de l'adhésion.....	16
I.3.1.3 Les différentes configurations d'assemblages collés.....	17
<i>I.3.2 Les différents types de colles.....</i>	<i>19</i>
I.3.2.1 Les colles en général	19
I.3.2.2 Les colles époxydes.....	20
I.3.2.3 Les colles polyuréthanes.....	20
<i>I.3.3 Caractérisation du collage</i>	<i>20</i>
I.3.3.1 Etude des caractéristiques de la résine	20
I.3.3.2 Masse volumique.....	21
I.3.3.3 Essai de traction.....	21
I.3.3.4 Essai de compression	22
I.3.3.5 Température de transition vitreuse.....	23
<i>I.3.4 Caractérisation du joint de colle</i>	<i>23</i>
I.3.4.1 Essai Push out	23
I.3.4.1.1 Modèle analytique	29
I.3.4.1.2 Modèle Numérique.....	32
I.3.4.2 Essai de traction.....	33
<i>I.3.5 Durabilité des colles et des joints collés</i>	<i>34</i>

I.3.5.1	Effet de l'humidité	34
I.3.5.2	Effet de la température	35
I.3.5.3	Influence des matériaux	36
I.3.5.4	Force en jeu	37
II	STRUCTURE BOIS-BETON	38
II.1	CONNEXION BOIS-BETON.....	38
II.1.1	<i>Connecteurs locaux</i>	38
II.1.2	<i>Connecteurs métallique continus</i>	39
II.1.3	<i>Connexion par collage</i>	40
II.2	PORTEURS HORIZONTALS	41
II.2.1	<i>Les planchers traditionnels</i>	41
II.2.1.1	Les planchers bois.....	41
II.2.1.2	Les planchers béton.....	42
II.2.2	<i>Les planchers mixtes bois-béton</i>	44
II.2.2.1	Poutres bois-béton	44
II.2.2.2	Plancher mixte	48
II.2.2.2.1	Connexion locale.....	48
II.2.2.2.2	Connexion métallique continue.....	52
II.2.2.2.3	Connexion par collage.....	54
II.2.3	<i>Récapitulatif des systèmes bois-béton</i>	60
II.2.4	<i>Synthèse des structures bois-béton</i>	64
II.3	PORTEURS VERTICAUX.....	65
II.3.1	<i>Les structures bois</i>	66
II.3.2	<i>Les structures en béton</i>	66
II.3.3	<i>Les structures hybrides</i>	67
III	PROBLEMATIQUE DE LA THESE ET OBJECTIFS.....	70
	CHAP 2 : COMPORTEMENT INSTANTANE DES STRUCTURES HYBRIDES BOIS-BETON.....	72
IV	MATERIAUX ET METHODES.....	72
IV.1	MATERIAUX	72
IV.1.1	<i>Bois</i>	72
IV.1.2	<i>Béton</i>	72
IV.1.3	<i>Colles</i>	73
IV.1.4	<i>Renforts (barres et treillis)</i>	74
IV.2	METHODES	74
IV.2.1	<i>Résistance en compression</i>	74
IV.2.2	<i>Résistance en traction</i>	74
V	CARACTERISATION MECANIQUE DU SYSTEME	74

V.1	CARACTERISATION DU JOINT DE COLLE PAR ESSAI TYPE PUSH OUT.....	74
V.1.1	<i>Présentation de l'essai Push Out</i>	75
V.1.1.1	Matériaux et Géométrie.....	75
V.1.1.2	Instrumentation de l'essai.....	77
V.1.2	<i>Analyse de l'Essai Push out</i>	78
V.1.2.1	Choix de l'adhésif et de l'état de surface du béton préfabriqué.....	78
V.1.2.2	Influence de la hauteur libre.....	81
V.1.2.3	Autre méthode de fabrication : « voie humide ».....	82
V.1.2.4	Essais exploratoires sur le type de béton et le type de sable.....	83
V.1.2.4.1	Etude du type de béton.....	84
V.1.2.4.2	Influence de la composition chimique du sable.....	86
V.1.3	<i>Conclusion sur l'essai Push Out</i>	87
V.2	CARACTERISATION DES SYSTEMES HORIZONTAUX.....	88
V.2.1	<i>Matériaux et matériels</i>	88
V.2.2	<i>Présentation succincte de l'essai de flexion 4 points</i>	88
V.2.3	<i>Etude des poutres hybrides</i>	90
V.2.3.1	Configurations testées.....	90
V.2.3.2	Analyse des résultats.....	92
V.2.3.2.1	Courbe Charge-Flèche.....	92
V.2.3.2.2	Profil de déformation de la section.....	100
V.2.3.2.3	Conclusions préliminaires sur l'étude des poutres longues.....	104
V.2.3.3	Essais sur poutres de portée réduite.....	104
V.2.3.3.1	Courbe Moment-courbure.....	105
V.2.3.3.2	Rigidité des poutres en flexion.....	107
V.2.3.3.3	Glissement.....	108
V.2.3.3.4	Récapitulatif des essais sur poutres courtes.....	108
V.2.3.4	Conclusion des essais sur les poutres.....	109
V.2.4	<i>Essai de Flexion 4 points sur prototype de plancher mixte</i>	109
V.2.4.1	Présentations des prototypes de planchers.....	110
V.2.4.2	Pré-test : Masse du panneau.....	112
V.2.4.3	Résultats des essais de flexion 4 points sur plancher.....	114
V.2.4.3.1	Comportement mécanique des planchers en flexion.....	114
V.2.4.3.2	Profil de déformation de la section.....	116
V.2.4.3.3	Rigidité des planchers.....	118
V.2.4.3.4	Impact du panneau OSB.....	119
V.2.5	<i>Conclusion générale sur les porteurs horizontaux</i>	120
VI	MODELISATION DES STRUCTURES HYBRIDES	121
VI.1	HYPOTHESES DE CALCUL.....	121
VI.2	CARACTERISTIQUES ET LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX.....	122
VI.2.1	<i>Caractéristiques des matériaux</i>	122

VI.2.2	<i>Lois de comportement</i>	123
VI.2.2.1	Bois – GL24h	123
VI.2.2.2	Bétons – BO et BFUP	123
VI.2.2.3	Armatures de renfort	124
VI.3	APPROCHE DE LA RUINE	125
VI.3.1	<i>Bois</i>	125
VI.3.2	<i>Béton</i>	126
VI.3.3	<i>Renfort</i>	127
VI.4	PROCEDURE DE CALCUL	127
VI.5	VALIDATION EXPERIMENTALE	130
VI.5.1	<i>Analyse des poutres</i>	130
VI.5.2	<i>Analyse des planchers bois-béton</i>	132
VI.6	ETUDE PARAMETRIQUE.....	134
VI.6.1	<i>Influence de la classe du bois</i>	134
VI.6.2	<i>Influence de la résistance du béton ordinaire</i>	136
VI.7	CONCLUSION SUR LA MODELISATION	137
VII	CONCLUSION SUR LE COMPORTEMENT INSTANTANE DES STRUCTURES MIXTES BOIS-BETON	138
	CHAP 3 : EFFET A LONG TERME – CHARGEMENT CYCLIQUE & FLUAGE	140
VIII	PREFACE	140
IX	HISTORIQUE & REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	140
IX.1	HISTORIQUE SUR LA FATIGUE DES MATERIAUX	140
IX.2	ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	142
IX.2.1	<i>Bois</i>	142
IX.2.2	<i>Béton</i>	145
IX.2.3	<i>Multi-matériaux</i>	148
X	ANALYSE EXPERIMENTALE DU PLANCHER	155
X.1	PRESENTATION DES ESSAIS.....	155
X.1.1	<i>Généralités</i>	155
X.1.2	<i>Prototypes testés</i>	156
X.1.3	<i>Détails du chargement</i>	157
X.2	ESSAI CYCLIQUE	159
X.2.1	<i>Evolution du chargement au cours de l'essai cyclique</i>	159
X.2.2	<i>Evolution de la flèche au cours des cycles de chargement-déchargement</i>	161
X.3	COMPORTEMENT MECANIQUE RESIDUEL	163
X.3.1	<i>Plancher béton-bois-acier – BO-HA</i>	164
X.3.2	<i>Plancher béton-bois-jonc carbone – BO-CFRP</i>	167

X.3.3	<i>Panneau BFUP-bois-acier – BFUP-HA</i>	169
X.4	CONCLUSION SUR LES PLANCHERS CHARGES CYCLIQUEMENT	171
XI	MODELISATION & CONFRONTATION DES RESULTATS	172
XI.1	MODELISATION DU FLUAGE	172
XI.1.1	<i>Coefficient de fluage des matériaux</i>	172
XI.1.2	<i>Algorithme de calcul</i>	173
XI.2	DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA PART DUE AUX ESSAIS CYCLIQUES – FATIGUE.....	175
XI.2.1	<i>Plancher BO-HA</i>	175
XI.2.2	<i>Panneau BO-CFRP</i>	176
XI.2.3	<i>Plancher BFUP-HA</i>	177
XI.2.4	<i>Augmentation de la flèche</i>	178
XI.2.5	<i>Conclusions préliminaires sur les essais cycliques</i>	178
XI.3	ASPECTS REGLEMENTAIRES DES ESSAIS DE FATIGUE	179
XI.3.1	<i>Eurocodes et recommandations réglementaires</i>	179
XI.3.2	<i>Calcul des contraintes maximales dans la section</i>	180
XI.4	DISCUSSION SUR LES RESULTATS CYCLIQUES	181
	CONCLUSION	183
	PERSPECTIVES.....	186
	BIBLIOGRAPHIE.....	187
	ANNEXES	193
	ANNEXE 1 : FORMULATION DU BFUP	193
	ANNEXE 2 : PROFIL DE DEFORMATION DES POUTRES ET PLANCHERS.....	194
	ANNEXE 3 : MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS.....	197
	ANNEXE 4 : CARACTERISATION DES MATERIAUX	200

TABLE DES FIGURES

Figure I-1 : Schéma de la paroi cellulaire du bois.....	5
Figure I-2 : Lois de comportement du bois [Setra, 2006].....	6
Figure I-3 : Fluage relatif en compression, tension et flexion d'une poutre d'épicéa ayant une teneur en eau de 20% pour un niveau de charge de 70% de la charge de rupture instantanée, d'après Hoffmeyer 1990 dans [Navi and Heger, 2005].....	8
Figure I-4 : Comportement mécanique de différents bétons en traction (a) et en compression (b) [Spasojević, 2008]	11
Figure I-5: Silex avec trace de bitume (gauche) et faucille en bois et lame de silex collé par du bitume (droite)	13
Figure I-6 : Différents modes de rupture d'un joint de colle entre un composite et du béton [Chataigner et al., 2010].....	14
Figure I-7 : Schéma explicatif d'un liquide mouillant [source : https://slideplayer.fr/slide/1656943] .	17
Figure I-8 : Configurations possibles pour les assemblages collés [Barquins, 2004].....	17
Figure I-9 : Impact de la surface collée sur la force de rupture d'un essai de cisaillement [Darque-Ceretti and Felder, 2003]	18
Figure I-10 : Les différentes sollicitations d'un joint de colle [Houhou, 2012].....	19
Figure I-11 : Eprouvette haltère pour la caractérisation en traction des résines selon la norme [CEN NF EN ISO 527, 1995]	21
Figure I-12 : Comportement mécanique en traction de trois résines, polyester orthophtalique standard SO1, polyester orthophtalique spécial LS2 et vinylester SV2 [Perrot, 2006]	22
Figure I-13 : Essais de traction et compression d'une résine époxyde [Bourgeois et al., 2009]	23
Figure I-14 : Dimension des éprouvettes Push-Out en mm [Si Larbi et al., 2007]	24
Figure I-15 : Courbe Contrainte-glisement des essais de cisaillement [Si Larbi et al., 2007]	25
Figure I-16 : Configuration des éprouvettes Push-out [Carvalho and Carrasco, 2010].....	26
Figure I-17 : Systèmes de connexion étudiés par [Miotto and Dias, 2011].....	26
Figure I-18 : Eprouvette Push-out	28
Figure I-19 : Courbes charge-déplacement des essais en cisaillement [Haiman and Turcic, 2013].....	29
Figure I-20 : Schéma essai de traction à simple recouvrement	30
Figure I-21 : Propriétés des adhésifs selon [Hart-Smith, 1973].....	32
Figure I-22 : essai de cisaillement à double recouvrement [Ferrier et al., 2011].....	33
Figure I-23 : Courbes contrainte-déformation de deux époxydes à différentes températures [Cruz and Custódio, 2006]	35

Figure I-24 : Température externe (triangulaire) et du joint de colle (sinusoïdal) pour les spécimens : (a) épicéa avec section de 7,6x7,6cm ² longueur de collage 3cm ; (b) pin avec une section de 12,5x12,5cm ² longueur de collage 5,5cm	36
Figure I-25 : Influence du type de résine lors d'un essai pull-out [Broughton and Hutchinson, 2001].	37
Figure II-1 : Exemples de brevets par connexion locale de plancher bois-béton [Pham, 2007]	39
Figure II-2 : Connexion bois-béton par connecteurs métalliques continus (a) Plaques à pointes métalliques (b) Ruban	39
Figure II-3 : Plancher bois-béton par coulage du béton sur système « bois et colle fraîche » [Brunner and Gerber, 2002]	40
Figure II-4 : Poutre bois connectée par collage avec du béton préfabriqué [Pham, 2007].....	41
Figure II-5 : Panneaux CLT	42
Figure II-6 : Dalle coulé en place, exécution et principe	42
Figure II-7 : Plancher à prédalle	43
Figure II-8 : Dalle alvéolaire.....	43
Figure II-9 : Courbe charge-glissement lors de tests de flexion sous des poutres hybrides avec différentes connexions a) bande de métal déployé (connexion continue) et b) collage [Pham, 2007]	44
Figure II-10 : Dimensions des poutres testés en flexion 3 points par [Pham, 2007]	45
Figure II-11 : Raideur de différentes poutres [Pham, 2007].....	45
Figure II-12 : Géométrie de la section des panneaux testés par [Ferrier et al., 2014]	46
Figure II-13 : Essai de flexion (a) Courbe Force-déplacement de trois panneaux (b) profil de déformation d'une section [Ferrier et al., 2014].....	47
Figure II-14 : Charge en fonction de la flèche à mi-portée sous chargement statique [Ahmadi and Saka, 1993].....	49
Figure II-15 : Courbe charge-glissement de deux types de clous ayant une pénétration de 11d	49
Figure II-16 : Vue longitudinale et section du plancher bois-béton [Ceccotti et al., 2006].....	50
Figure II-17 : Flèche à mi-portée (v_{max}) et glissement (s_{max}) entre la poutre bois N°1 et le béton à long terme	51
Figure II-18 : Courbe charge en fonction de la flèche à mi-portée (haut) et glissement (bas) après l'essai à long terme [Ceccotti et al., 2006]	52
Figure II-19 : Configuration et comparaison de connecteurs par essai de cisaillement [Bathon and Clouston, 2004]	53
Figure II-20 : Résultats du test de flexion 4 points [Bathon and Clouston, 2004]	54
Figure II-21 : Profil de déformation poutre bois-béton collée en flexion 4 points.....	54
Figure II-22 : Tablier de pont hybride bois-béton [Ben Mekki et al., 2007]	55
Figure II-23 : Glissement entre le BFUP et une des poutres bois [Ben Mekki et al., 2007].....	55

Figure II-24 : Charge-Déplacement vertical à mi-portée pour les 4 poutres bois [Ben Mekki et al., 2007; Ben Mekki and Toutlemonde, 2011].....	56
Figure II-25 : Géométrie du tablier et position des capteurs/jauges de mesure [Le Roy et al., 2009]..	57
Figure II-26 : Courbe charge-flèche lors de l'essai de flexion 4 points [Le Roy et al., 2009]	57
Figure II-27 : Panneau en bois à améliorer [Ferrier et al., 2014]	58
Figure II-28 : Courbe charge-flèche de deux panneaux, un de référence (5) et un concept d'amélioration (6)	59
Figure II-29 : Principe de construction d'un mur à ossature bois.....	66
Figure II-30 : Voile en BA, avec système de banches (gauche) et après démoulage (droite)	66
Figure II-31 : Mur isolé par l'intérieur	67
Figure II-32 : Voile BA isolé par l'extérieur	67
Figure II-33 : Détail du mur bois-béton selon [Pozza et al., 2012]	68
Figure II-34 : Mur B et mur C après essais.....	68
Figure II-35 : Courbe charge-déplacement (gauche) et énergie dissipée droite pour le mur B [Pozza et al., 2012]	68
Figure II-36 : Mur bois-béton a) perspective b) géométrie de la section [Destro et al., 2015].....	69
Figure II-37 : Courbe charge-déplacement du mur en tête	70
Figure V-1 : Exemple d'éprouvette push out	76
Figure V-2 : Epreuve Push Out avec capteurs LVDT pour mesurer le glissement entre le bois et le béton.....	78
Figure V-3 : Contrainte de cisaillement à la rupture des essais push out en MPa.....	79
Figure V-4 : Influence de la hauteur libre sur la contrainte de rupture des éprouvettes BFUP.PM-Ep371	81
Figure V-5 : Sablage du bois pour essais push out	82
Figure V-6 : Etude comparative entre essais push out par voie sèche et par voie humide	83
Figure V-7 : Contrainte à la rupture des éprouvettes avec différents bétons	85
Figure V-8 : Contrainte de cisaillement maximale des éprouvettes en BO.....	86
Figure V-9 : Essai de flexion dans 2 configurations a) 3 points b) 4 points.	89
Figure V-10 : Configuration du test de flexion 4 points d'un plancher hybride bois-béton.....	89
Figure V-11 : Configuration de l'essai de flexion 4 points pour les poutres et les planchers de grande portée	90
Figure V-12 : Configuration générale des poutres testées.....	91
Figure V-13 : Schématisation des poutres en fonction du processus de fabrication	92
Figure V-14 : Courbe charge-flèche de différentes configurations de poutres.....	93

Figure V-15: Mauvaise exécution du collage pour la réalisation des poutres D et E (problème industriel).....	93
Figure V-16 : Rupture par décollement du béton, poutres D et C_2 à gauche et à droite respectivement.....	94
Figure V-17 : Rupture de la poutre C_1.....	94
Figure V-18 : Courbe charge-flèche des poutres B-HA et BO-HA ainsi que leurs références.....	95
Figure V-19 : Influence de l'armature sur le comportement mécanique des poutres.....	97
Figure V-20 : Comparatif du profil de déformation entre les poutres B-HA et B-CFRP	98
Figure V-21 : Effet du taux de fibre sur le comportement mécanique des poutres.....	99
Figure V-22 : Profil de déformation de la poutre de référence A-24h	101
Figure V-23 : Profil de déformation de la poutre B-CFRP.....	101
Figure V-24 : Profil de déformation de la poutre de référence A-27h.....	102
Figure V-25 : Déformation de la section de la poutre BO-HA	102
Figure V-26 : Tuilage initial de la poutre A-27h.....	103
Figure V-27 : Configurations de l'essai sur poutre de portée réduite.....	105
Figure V-28 : Comportement mécanique des poutres de faible portée	106
Figure V-29 : Rupture par cisaillement de la poutre 1.1 (gauche) et écrasement local sur appui avec délamination (droite).....	106
Figure V-30 : Rupture par flexion au niveau de l'aboutage du bois	107
Figure V-31 : Rigidité expérimentale des poutres de faible portée	107
Figure V-32 : Glissement mesuré à l'interphase bois-béton	108
Figure V-33 : Plancher BO-HA, perspective et géométrie	110
Figure V-34 : Plancher BFUP-HA, perspective et géométrie	111
Figure V-35 : Processus de fabrication des planchers de l'usinage des poutres bois jusqu'à la construction du module avant coulage du béton	112
Figure V-36 : Instrumentation des planchers pour les tests de flexion.....	112
Figure V-37 : Cycle de déplacement imposé aux planchers avant essai de flexion à rupture	113
Figure V-38 : Caractérisation mécanique des planchers hybrides	114
Figure V-39 : Profil de déformation du panneau BO-HA en flexion 4 points	116
Figure V-40 : Profil de déformation du plancher BFUP-HA	117
Figure V-41 : Positionnement des poutres à mi-portée des planchers dans le sens transversal des planchers.....	117
Figure V-42 : Rigidité flexionnelle expérimentale des planchers au cours des cycles de chargement.....	118
Figure VI-1 : Type de section modélisable pour les poutres	121
Figure VI-2 : Loi de comportement idéalisée du bois.....	123

Figure VI-3 : Lois de comportement des bétons utilisés	124
Figure VI-4 : Lois simplifiées pour modéliser les armatures	125
Figure VI-5 : Schéma explicatif des distances $h_{i,x}$ et d_i	126
Figure VI-6 : Diagramme des déformations et des contraintes d'une poutre bois-béton	128
Figure VI-7 : Algorithme de calcul	129
Figure VI-8 : Comparaison de la modélisation analytique et des résultats expérimentaux des poutres	130
Figure VI-9 : Résultats théoriques et expérimentales des planchers bois-béton.....	133
Figure VI-10 : Evolution du comportement mécanique du panneau BO-HA en fonction du module d'Young du bois.....	135
Figure VI-11 : Influence des caractéristiques du béton sur le comportement instantané du plancher BO-HA.....	136
Figure IX-1 : Courbe de Wöhler ou courbe S-N pour l'acier [d'après Hamelin et Ferrier, 2001 dans Wu, 2004]	141
Figure IX-2 : Principe de chargement d'un essai de fatigue [Kirsch, 1998]	143
Figure IX-3 : Montage d'essai en flexion 4 points [Kirsch, 1998]	144
Figure IX-4 : Résultats des essais de fatigue sur l'éprouvette 1 [Kirsch, 1998]	144
Figure IX-5 : Evolution de la flèche au cours du temps d'un essai fatigue-fluage [Kirsch, 1998]	145
Figure IX-6 : Relation Contrainte-déformation du béton sous chargement cyclique de compression.....	146
Figure IX-7 : Evolution de la déformation par rapport au nombre relatif de cycle, béton sollicité en compression entre 5% et 75% de la résistance statique.....	146
Figure IX-8 : Evolution de la flèche permanente à mi-portée en fonction du nombre de cycle [Weaver, 2002]	149
Figure IX-9 : Profil de déformation de la section d'une des poutres testées à rupture après les essais de fatigue	149
Figure IX-10 : Comparaison des courbes charge-flèche avec des poutres totalement composites (aucun glissement) et non composites (aucune liaison entre le bois et le béton).....	150
Figure IX-11 : Géométrie des corps d'épreuves testés par Pham	151
Figure IX-12 : Comportement mécanique du corps d'épreuve CE4 [Pham, 2007].....	151
Figure IX-13 : Géométrie des poutres testées par [Balogh et al., 2008] (dimensions en cm).....	151
Figure IX-14 : Evolution de la flèche en pourcent durant les cycles de chargement [Balogh et al., 2008]	152
Figure IX-15 : Essai de flexion 3 points jusqu'à la rupture [Balogh et al., 2008]	153

Figure IX-16 : Comportement mécanique des poutres à différents nombres de cycle pour (a) poutre avec encoche et (b) poutre avec plaque métallique, k et m représentent mille et million de cycles respectivement	154
Figure X-1 : Essais cycliques sur planchers composites bois-béton	155
Figure X-2 : Section des planchers BO-HA ou BO-CFRP.....	156
Figure X-3 : Panneau BFUP-HA.....	156
Figure X-4 : Connecteur local mis en place dans les planchers.....	157
Figure X-5 : Chargement cyclique utilisé lors des essais couplés fatigue-fluage.....	158
Figure X-6 : Evolution du chargement du plancher BO-HA	159
Figure X-7 : Chargement cyclique du panneau BO-CFRP	160
Figure X-8 : Chargement du plancher BFUP-HA lors des essais cycliques.....	160
Figure X-9 : Plancher BO-HA, résultats des essais cycliques sur la force et la flèche minimale	162
Figure X-10 : Mesures de la force et des déplacements verticaux du plancher BO-CFRP.....	162
Figure X-11 : Evolution de la force et de la flèche minimale au cours de l'essai cyclique, panneau BFUP-HA.....	163
Figure X-12 : Comportement mécanique des panneaux BO-HA en statique et après fatigue.....	164
Figure X-13 : Décollement du béton, à gauche sur les extrémités, à droite lors de la rupture finale en partie centrale.....	165
Figure X-14 : Rigidité des panneaux BO-HA	165
Figure X-15 : Courbe Charge-flèche des planchers hybrides BO-CFRP.....	167
Figure X-16 : Rigidité flexionnelle résiduelle (BO-CFRP)	168
Figure X-17 : Comparatif entre le comportement mécanique initial et après les essais cycliques des panneaux BFUP-HA	169
Figure X-18 : Rigidité flexionnelle post-fatigue des panneaux BFUP-HA	170
Figure XI-1 : Organigramme de calcul pour modéliser le fluage	174
Figure XI-2 : Evolution de la flèche minimale de fluage et expérimentale lors des essais de fatigue des planchers BO-HA.....	176
Figure XI-3 : Panneau BO-CFRP, évolution de la flèche minimale au cours du temps	177
Figure XI-4 : Comparaison des déplacements théorique et empirique des planchers BFUP-HA	177

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Classe de résistance du bois massif (paragraphe 5 EN 338).....	6
Tableau I-2 : Classe de résistance du bois lamellé-collé (paragraphe 5.1.4.3 NF EN 14080)	7
Tableau I-3: Résultats constatés d'essais de durabilité pour plusieurs bétons [AFGC, 2013].....	12
Tableau I-4 : Valeurs caractéristiques des quelques adhésifs [Berthelot, 2013]	22
Tableau I-5 : Température de transition vitreuse de quelques colles.....	23
Tableau I-6 : Résultats des essais Push-out.....	25
Tableau I-7 : Caractéristiques des matériaux utilisés.....	27
Tableau I-8 : Résultats des essais push-out.....	27
Tableau I-9 : Caractéristiques de différents adhésifs et matériaux à 20°C [Broughton and Hutchinson, 2001]	37
Tableau II-1 : Récapitulatif des systèmes bois-béton.....	63
Tableau II-2 : Comparatif multicritères des différentes solutions de planchers	65
Tableau IV-1 : Propriétés en traction du bois lamellé collé utilisé pour le projet (valeurs moyennes)	72
Tableau IV-2 : Formulation des BFUP en kg/m ³	73
Tableau IV-3: Résistance en compression à 28j des bétons utilisés (valeurs moyennes)	73
Tableau IV-4 : Adhésifs fournis par BOSTIK.....	73
Tableau IV-5 : Caractéristiques mécaniques des renforts utilisés (données constructeurs)	74
Tableau V-1 : Récapitulatif des éprouvettes Push Out	77
Tableau V-2 : Résumé des résultats push out (hauteur libre 90mm)	79
Tableau V-3 : Récapitulatif des valeurs obtenues essai push out	82
Tableau V-4 : Résistance au cisaillement des essais push out	83
Tableau V-5 : Résultats des configurations push-out avec différents bétons.....	84
Tableau V-6 : Résultats essais push-out avec sable de différentes compositions chimiques	87
Tableau V-7 : Récapitulatif de poutres testées	91
Tableau V-8 : Récapitulatifs des valeurs obtenues (force, flèche, raideur et mode de ruine)	94
Tableau V-9 : Récapitulatif des essais de flexion 4 points (poutres B-HA et BO-HA)	96
Tableau V-10 : Récapitulatif des données expérimentales	97
Tableau V-11 : Récapitulatif sur l'influence du taux de fibre sur les mesures empiriques	99
Tableau V-12 : Données utilisées pour la méthode d'homogénéisation des sections.....	100
Tableau V-13 : Axe neutre expérimental en flexion 4 points et axe neutre théorique par la méthode d'homogénéisation	103
Tableau V-14 : Dénomination des poutres courtes	105

Tableau V-15 : Récapitulatif des essais de flexion sur les poutres de faible portée	109
Tableau V-16 : Positionnement des jauges sur les planchers	112
Tableau V-17 : Poids propre des planchers hybrides	113
Tableau V-18 : Calcul réglementaire à l'Eurocode	115
Tableau V-19 : Hypothèses pour l'homogénéisation des sections	119
Tableau V-20 : Impact de la prise en compte de l'OSB et comparatif pour le plancher BO-HA.....	119
Tableau VI-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	122
Tableau VI-2 : Comparatif entre valeurs maximales théoriques et expérimentales.....	131
Tableau VI-3 : Comparatif entre les modes de rupture théoriques et expérimentales	132
Tableau VI-4 : Résistance à la compression à 28j du béton commandé et utilisé pour les planchers.	132
Tableau VI-5 : Comparatif entre modèle théorique et données expérimentales des panneaux composites.....	133
Tableau VI-6 : Confrontation des résultats théoriques de modélisation par rapport aux règlements Eurocodes	134
Tableau VI-7 : Comparatif entre les différentes modélisations et les résultats empiriques du plancher BO-HA.....	135
Tableau VI-8 : Influence de la classe du béton sur les caractéristiques mécaniques du panneau BO-HA	137
Tableau X-1 : Temporisation d'acquisition lors des essais de chargement-déchargement	156
Tableau X-2 : Synthèse du chargement.....	158
Tableau X-3 : Résultats du chargement des essais post-fatigue, panneau BO-HA.....	165
Tableau X-4 : Flèche et mode de ruine des planchers BO-HA.....	166
Tableau X-5 : Récapitulatif des efforts mesurés, essai de flexion du panneau BO-CFRP	167
Tableau X-6 : Flèches et mode de rupture des planchers BO-CFRP	169
Tableau X-7 : Récapitulatif des efforts lors des essais de flexion pour le panneau BFUP-HA.....	170
Tableau X-8 : Valeurs des déplacements obtenus pour le plancher BFUP-HA.....	171
Tableau XI-1 : Description des paramètres pour le calcul des coefficients de fluage	173
Tableau XI-2 : Evolution de la flèche finale par rapport à la flèche initiale des planchers.....	178
Tableau XI-3 : Calcul des contraintes dans chaque matériau des planchers et vérification à la fatigue	181
Tableau XI-4 : Taux de travail des matériaux lors des essais de fatigue avec f_t résistance en traction et f_c résistance en compression	182

INTRODUCTION & CONTEXTE

Le sujet de cette thèse vise à caractériser le comportement en service et à rupture de structures multi-matériaux Bois-Béton à travers l'expérimentation et la modélisation de leur comportement mécanique. Il s'inscrit dans le cadre d'un financement unique interministériel (FUI) avec la collaboration des entreprises suivantes : Bostik, Cruard, Julien Lebourgeois, Jouselin et Lyon Ingénierie Projets. Le Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction (LMC²) a la responsabilité du développement du concept, des expérimentations et des tests réalisés lors du projet. Chacune de ces entreprises ont leur domaine d'expertise, à savoir respectivement : les adhésifs, le bois, la gestion de projet, le béton et les conseils juridiques et administratifs. Elles amènent leur expérience et connaissance dans ce grand projet pluridisciplinaire afin de réaliser une structure qui réponde aux besoins de tous.

Le projet global concerne la réalisation d'un système constructif alliant les avantages du béton et du bois. En combinant ces deux matériaux de la construction, la solution hybride permet d'être aussi bien porteuse structurellement qu'écologique.

Il est particulièrement important aujourd'hui de construire avec des solutions innovantes, sans pour autant délaissier l'environnement et l'impact de nos structures sur l'écologie. Le béton étant le matériau de construction le plus utilisé dans le monde, il fait partie intégrante de nos modes de construction habituels. C'est un matériau connu et reconnu dans le génie civil. Apportant de nombreux avantages comme des résistances mécaniques élevées en compression, une connaissance pointue des systèmes constructifs et une grande disponibilité, il est néanmoins porteur d'inconvénients surtout au niveau écologique. Pour rappel, le béton est constitué de ciment, d'eau et de granulats et la production d'une tonne de ciment équivaut à une tonne de dioxyde de carbone (CO₂) rejetée. De plus, les granulats sont extraits du sol et de la nature, ce qui en fait une ressource naturelle qui s'épuise petit à petit. Pour ces raisons, il est aujourd'hui nécessaire de repenser notre façon de construire en intégrant tous les paramètres, de la conception à la fin de vie de l'ouvrage, en limitant le plus possible son impact environnemental.

Le bois d'un autre côté est lui aussi un matériau de construction qui fut beaucoup utilisé les siècles précédents, mais qui fut peu à peu remplacé par d'autres matériaux composites et industriels. Cependant, c'est un matériau ayant des caractéristiques mécaniques très intéressantes par rapport à sa masse. Il apporte également une touche architecturale et esthétique aux ouvrages. Mais là où le bois est un vrai atout, c'est au niveau de son empreinte carbone puisque contrairement à beaucoup

d'autres matériaux, il a la capacité de stocker le CO₂ ce qui au global réduit les émissions de gaz et apporte un vrai bénéfice à la planète.

Enfin, il faut assembler ces deux matériaux, bois et béton. Il existe des assemblages mécaniques plus « classiques » avec les clous, vis ou système d'ancrage. Et puis des assemblages plus « modernes » valorisant le collage structural. Dans ce projet, le but est de développer ce mode d'assemblage. Le collage apporte des avantages certains dans la construction, notamment un gain de temps et de poids au niveau des structures, mais aussi une meilleure répartition des contraintes (pas de concentration de contrainte contrairement à l'ancrage mécanique). C'est donc aussi un choix technique et innovant dans la réalisation de structure hybride.

Le challenge de ce projet est donc de développer un produit structurel équivalent aux modes de construction d'aujourd'hui en tirant avantage du meilleur des différents matériaux. Pour répondre aux attentes des différents donneurs d'ordre et des architectes, l'objectif fixé est de franchir des portées relativement longues, de l'ordre de 10 à 14 m, tout en limitant les épaisseurs de planchers. Ces portées sont optimisées pour le confort des utilisateurs et notamment l'ambiance lumineuse qui peut être naturelle en limitant l'éclairage artificiel.

Après une première partie bibliographique présentant les différents matériaux utilisés, leur interaction dans le génie civil et un état de l'art des différentes structures hybrides bois-béton, l'étude expérimentale est détaillée. Les objectifs seront de proposer un nouveau concept de liaison entre les matériaux bois et béton. Par la suite, ce système de liaison sera étudié et comparé à une solution déjà existante, le collage. Ce premier travail se fera sur une échelle réduite sous la forme d'essais Push-Out. Des essais sur des éléments de grandes portées sont également prévus afin de valider les concepts de liaison et d'étudier leur comportement sur une échelle réelle. Cette deuxième étude se fera notamment sur des poutres et des planchers d'une portée de 7,5m.

Enfin, dans une troisième partie, l'étude de phénomènes différés conclura ce travail de thèse. Le but est de soumettre des planchers de grandes portées à un chargement cyclique, couplés aux phénomènes de fluage dus à leur propre poids.

En parallèle, une modélisation des structures hybrides sera proposée pour fournir aux industriels des modèles simples et prédictifs du comportement à court et à long termes.

CHAP I : ETAT DE L'ART

I LES MATERIAUX

Le projet s'articule autour de trois matériaux principaux qui sont le bois, le béton et les adhésifs. Dans cette première partie, chaque matériau sera traité séparément. Le but est de décrire ces matériaux en général, de donner des caractéristiques importantes et de comprendre leur lien avec le génie civil.

I.1 BOIS

I.1.1 Le matériau bois

Le bois est un matériau naturel ayant des propriétés mécaniques, physico-chimiques et biologiques variant d'une espèce à l'autre mais également au sein d'une même espèce ou du même arbre. Les conditions climatiques et de sylviculture influencent ces caractéristiques d'où leur très grande variabilité mécanique.

Deux grandes familles se distinguent au niveau des arbres. D'un côté, les résineux avec des essences comme le douglas, l'épicéa ou le sapin. D'un autre côté, les feuillus composés des espèces telles que le chêne ou le hêtre.

C'est également un matériau poreux et anisotrope qui présente une structure cellulaire.

Bien qu'anisotrope, le bois montre une structure orientée de manière générale dans le sens du tronc. Le tronc est composé du cœur du bois (duramen), de l'aubier et de l'écorce. Le cœur du bois est résistant aux attaques fongiques et d'insectes, contrairement à l'aubier, ce qui en fait une partie excellente pour le domaine du génie civil. L'aubier est la partie assurant le transport de la sève tandis que l'écorce sert de couche protectrice. Sur le tronc, vient se greffer des branches qui ont la particularité de provoquer l'apparition de nœuds dans la structure du bois. Il est à remarquer que ces nœuds ont une influence directe sur les caractéristiques mécaniques du bois puisqu'ils engendrent des zones de faiblesse.

Le bois est un composite complexe avec une microstructure élaborée, c'est un ensemble de cellules qui répond à plusieurs fonctions essentielles à son fonctionnement :

- Fonction de transport : alimentation des feuilles en eau par des cellules longitudinales et creuses ;
- Fonction de résistance : soutien de la croissance de l'arbre par la paroi cellulaire ;
- Fonction nutritive : stockage énergétique en cas d'arrêt de l'apport de sève (nuit ou sécheresse) ;

- Fonction de communication : réseau 3D avec des cellules orthogonales adjacentes ;
- Fonction de protection : épiderme de la plante surtout localisé au niveau de l'écorce.

Chimiquement, le bois est composé de carbone (50%), d'oxygène (43%), hydrogène (6%), d'azote (1%) et des traces de cendre (silice, phosphate, potassium et calcium). Avec des atomes de base sont synthétisés les trois principaux macro-polymères qui composent les essences du bois : la cellulose, l'hémicellulose et la lignine. Ces trois composants se combinent ensuite pour former des fibrilles qui composent eux-mêmes la paroi cellulaire du bois (Figure I-1).

La cellulose est un composé organique qui constitue toutes les plantes fibreuses et qui a l'aspect de micro-fibrille. Ce macro-polymère de forme amorphe et cristalline est lui-même formé à base d'un monomère appelé la cellobiose qui est un produit de dégradation du glucose. Des propriétés mécaniques élevées viennent de la forme cristalline de la cellulose qui joue le même rôle que ceux des armatures d'acier dans le béton.

L'hémicellulose est également un macro-polymère de poids volumique très inférieur à celui de la cellulose, avec des chaînes plus courtes. Il est aussi à base de sucre avec plus de 200 polysaccharides. La lignine est une substance d'incrustation dans le bois qui forme un réseau 3D complexe de type polyphénolique. Elle joue un rôle de liant entre la cellulose et l'hémicellulose.

Détaillons d'avantage cette paroi cellulaire du bois. Elle se décompose en 3 couches :

- La couche intercellulaire qui cimente les cellules entre elles. Elle varie entre 0,5 et 1,5 μm et se constitue de substances pectines (acides organiques) puis se charge en lignine en phase de différenciation ;
- La paroi primaire, de 0,1 μm , qui s'organise de couches de micro-fibrilles de cellulose enchevêtrées et qui vient se plaquer sur la couche intercellulaire ;
- La paroi secondaire, dense et rigide, qui sert de paroi structurale et qui contient beaucoup de cellulose. Cette paroi secondaire est elle-même divisée en 3 sous-couches :
 - o La couche externe S1 : micro-fibrilles en hélice orientées de manière variable et alternée avec un angle de 60 à 80° par rapport à l'axe de la cellule. Varie entre 0,1 à 0,35 μm , elle garantit les performances de traction transversale ;
 - o Couche externe S2 : lamelles de micro-fibrilles de cellulose dense en hélice parallèle avec un angle de 5 à 30°. Entre 1 et 10 μm , elle représente 75 à 85% de l'épaisseur totale de la paroi. L'orientation des micro-fibrilles influence les propriétés du bois comme la résistance, l'humidité, la rigidité et le type de rupture ;
 - o Couche externe S3 : micro-lamelles avec angle de 60 à 90° de 0,5 à 1,1 μm .
- La couche verruqueuse qui se dépose à l'intérieur de la couche S3, sous forme de granules très fine, ou verrues. Cette dernière couche n'est pas présente dans toutes les espèces de bois.

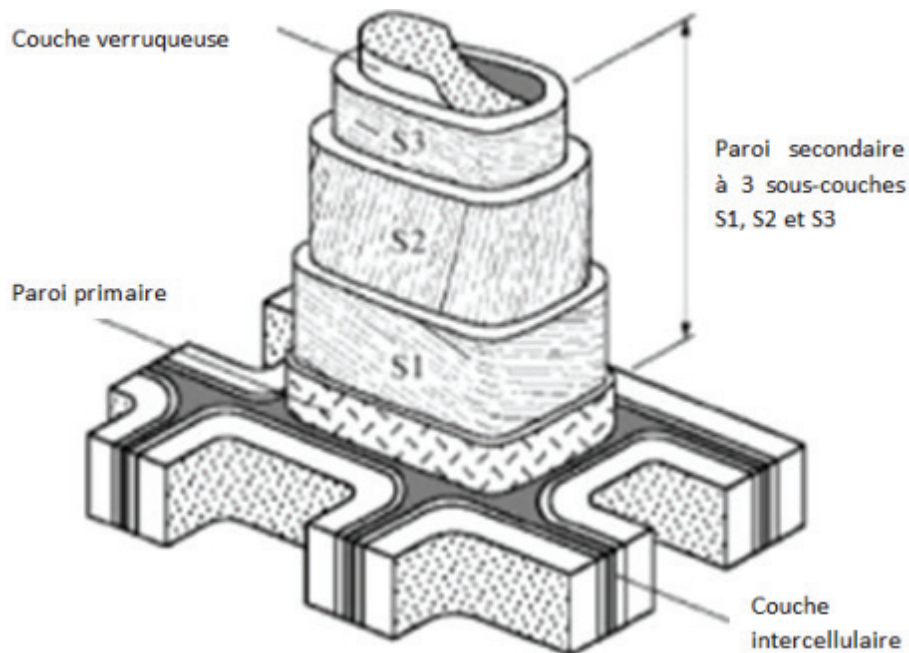


Figure I-1 : Schéma de la paroi cellulaire du bois

I.1.2 Le bois et le génie civil

Le bois est un matériau qui présente plusieurs avantages surtout pour le domaine de la construction. Par exemple, il a un très bon ratio résistance-masse. Les structures en bois sont capables de reprendre des charges élevées par rapport à leur poids, ce qui fait que les structures en bois sont légères par rapport aux structures en béton. Comme c'est un matériau naturel, il limite les impacts environnementaux et permet même de stocker du carbone. C'est un point très intéressant, dans le contexte actuel de réduction de l'impact écologique.

Le bois a été très longtemps utilisé pour la construction avant l'utilisation intensive du béton. C'est au XIX^{ème} siècle que l'usage du bois est le plus important tant au niveau du volume que de la diversité d'usage. Finalement, il sera progressivement remplacé par d'autres matériaux à partir du milieu du XX^{ème} comme le plastique ou les composites. En effet le plastique prend de plus en plus de place dans divers domaines à partir de la seconde guerre mondiale, notamment dans l'industrie militaire mais également dans la vie quotidienne.

I.1.2.1 Comportement mécanique du matériau bois

En génie civil, le comportement mécanique d'un matériau est très important. Il permet de le caractériser sur des actions simples telles que traction ou compression. Bien que le bois soit un matériau complexe, hétérogène et anisotrope ou que d'une essence à l'autre les caractéristiques ne sont pas les mêmes, la relation contrainte-déformation du bois sec en général est représentée sur la Figure I-2. Le bois a donc un comportement « fragile » en traction tandis qu'en compression, le comportement est « ductile ». Cette ductilité provient du flambement des fibrilles de la cellulose. Le

domaine élastique du bois est visible en compression et traction. Le domaine plastique n'existe pas ou presque pas en traction contrairement à la compression. Il est intéressant de noter également que la contrainte de rupture en traction est supérieure à celle en compression.

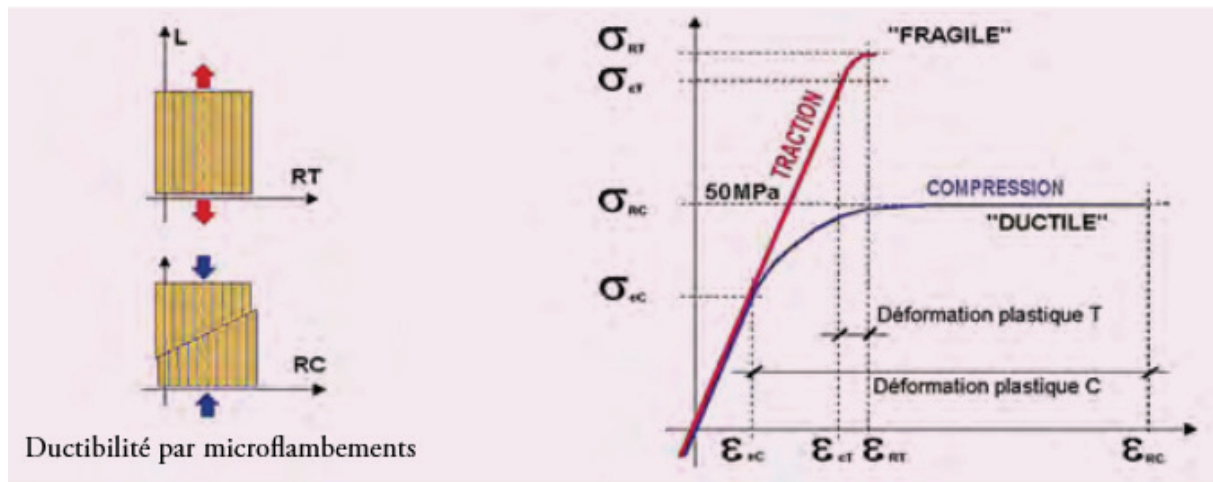


Figure I-2 : Lois de comportement du bois [Setra, 2006]

I.1.2.2 Classe de résistance du bois

		Résineux										Feuilleux									
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriétés de résistance (en N/mm²)																					
Flexion	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Cisaillement	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Propriétés de rigidité (en kN/mm²)																					
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Module d'élasticité axiale (au 5 ^e percentile)	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Module moyen d'élasticité transversale	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Module moyen de cisaillement	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Masse volumique (en kg/m³)																					
Masse volumique	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900
Masse volumique moyenne	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080
NOTE 1 Les valeurs données ci-dessus pour la résistance à la traction, la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, le module d'élasticité au 5e percentile, le module moyen d'élasticité transversale et le module moyen de cisaillement ont été calculées en utilisant les équations données à l'Annexe A.																					
NOTE 2 Les propriétés disposées dans le tableau sont compatibles avec des bois présentant une teneur en humidité résultant d'une température de 20 °C et une humidité relative de 65 %.																					
NOTE 3 Il est possible que le bois se conformant aux classes C45 et C50 ne soit pas disponible facilement.																					
NOTE 4 Les valeurs caractéristiques pour la résistance au cisaillement sont données pour du bois sans fissures, selon l'EN 408. Il convient de couvrir l'impact des fissures par les règles de calcul.																					

Tableau I-1 : Classe de résistance du bois massif (paragraphe 5 EN 338)

Le bois étant naturellement varié en termes de propriétés mécaniques, un classement a été adopté selon différentes normes. Ainsi il existe deux normes permettant le classement du bois massif. La NF B52-001-1 permet un classement visuel en fonction des défauts du bois, ce classement

est plutôt subjectif. La norme NF EN 14081-4 permet un classement à partir des mesures du module d'élasticité par flexion, vibration ou ultrason.

La norme EN 338 classe ensuite par classe de résistance les bois résineux de C14 à C40 et les bois feuillus de D18 à D70. Pour le bois lamellé-collé, c'est la norme NF EN 14080 qui répertorie les différentes classes et propriétés mécaniques. Voici un extrait de ces normes avec les Tableau I-1 et Tableau I-2 récapitulant les classes de résistance du bois massif et du bois lamellé-collé.

Propriété	Symbole	Classe de résistance du bois lamellé-collé						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Résistance à la flexion	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Résistance à la traction	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,4	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Résistance à la compression	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Résistance au cisaillement (cisaillement et torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Résistance au cisaillement roulant	$f_{r,g,k}$	1,2						
Module d'élasticité	$E_{0,g,moyen}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,moyen}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Module de cisaillement	$G_{g,moyen}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Module de cisaillement roulant	$G_{r,g,moyen}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Masse volumique	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,moyen}$	370	410	420	445	460	480	490

Tableau I-2 : Classe de résistance du bois lamellé-collé (paragraphe 5.1.4.3 NF EN 14080)

Les normes fournissent des valeurs caractéristiques, c'est-à-dire qu'il y a peu de probabilité (en général inférieur à 5%) pour qu'un échantillon testé présente des caractéristiques mécaniques inférieures à celle de la norme. Autrement dit, lors de tests réelles les performances mécaniques des matériaux sont en général supérieures. Effectivement, dans la littérature les résultats montrent des variabilités pour l'épicéa avec une résistance en compression de 46 ± 16 MPa par exemple ou encore un module d'Young de $11,9 \pm 2$ GPa [Cirad, 2012]. Cette espèce est notamment très utilisée pour la confection de bois lamellé collé. Les autres espèces montrent également des variabilités.

I.1.3 Durabilité et vieillissement du bois

Le bois est particulièrement sensible aux insectes/champignons, à l'humidité et à la température en général. Il peut donc subir des agressions climatiques ou être sujet à des risques biologiques.

Il est important de voir qu'il existe des bois dits « durables » et d'autres « non-durables », cela dépend de l'espèce considérée. Les bois durables sont donc naturellement protégés contre certaines attaques extérieures. Les bois non-durables sont quant à eux traités pour leur apporter les protections nécessaires à leur utilisation. Ils peuvent être traités contre les risques biologiques (champignons et insectes), mais également contre le feu ou les conditions météorologiques.

En fonction de son utilisation, le bois sera plus ou moins soumis à des risques d'attaques. La norme [CEN NF EN 335, 2013] classe ces risques d'attaques en fonction des classes d'emploi du bois. Il existe cinq classes d'emploi, de 1 à 5, où la classe 1 correspond à un usage à l'intérieur et sec et la 5 à un usage immergé dans l'eau salé. Les bois non-durables qui seraient dans une classe d'emploi sensible, subissent donc un traitement adéquat. Même certaines essences durables subissent des traitements en fonction de leur utilisation [Chaouch, 2011] notamment insecticide et fongicide.

De plus, le soleil et la pluie peuvent apporter des dégradations sur le matériau bois. Par les rayonnements UV, la surface du bois changera de teinte mais cela n'a pas d'influence sur les propriétés mécaniques. Tandis que les rayonnements IR abiment la surface du bois, avec la formation de fentes où l'eau pourra venir s'engouffrer et avec le risque de développement de champignons. La pluie quant à elle, provoque des variations dimensionnelles et permet l'apparition de champignons. Le bois est également soumis à des variations dimensionnelles sous l'effet de la température et de l'humidité. Ces variations de dimension sont dues à la prise ou à la libération d'eau au sein du matériau. De plus, de par sa constitution, son sens de croissance et sa composition chimique, le bois n'aura pas la même variation suivant tous les plans, c'est l'effet de l'anisotropie [Setra, 2006].

Il faut également prendre en considération les phénomènes de fluage du bois. Le bois possède un comportement viscoélastique qui est dépendant de l'humidité interne et de sa température.

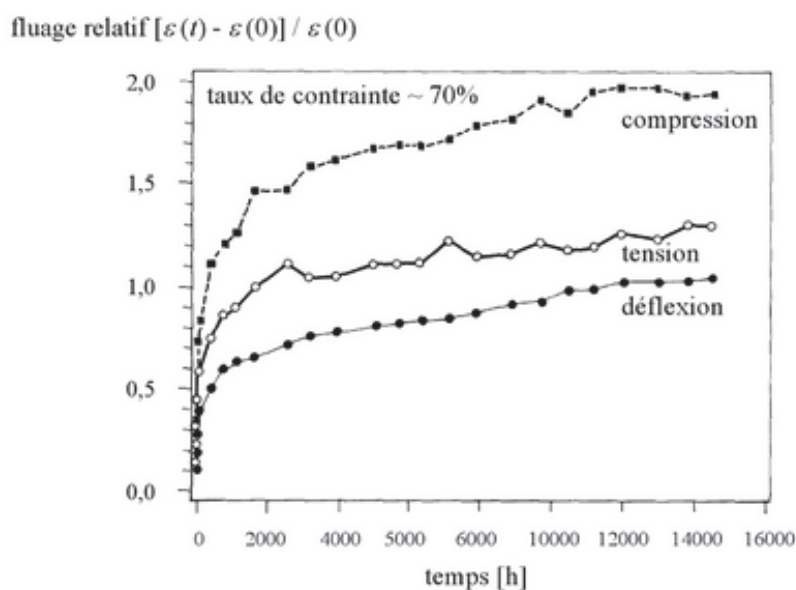


Figure I-3 : Fluage relatif en compression, tension et flexion d'une poutre d'épicéa ayant une teneur en eau de 20% pour un niveau de charge de 70% de la charge de rupture instantanée, d'après Hoffmeyer 1990 dans [Navi and Heger, 2005]

La Figure I-3 ci-dessous représente le fluage relatif en fonction du temps d'une poutre d'épicéa ayant une teneur en eau du bois d'environ 20% et un niveau de charge à environ 70% de la charge de rupture. Deux phases distinctes de fluage sont observables, une première phase où le fluage augmente rapidement durant les milles premières heures puis le fluage tend à se stabiliser progressivement jusqu'à la fin de l'essai. Ces deux phases correspondent avec les phases de fluage primaire et secondaire qui sont observables sur les matériaux qui fluent selon Hoffmeyer dans [Navi and Heger, 2005] ou encore d'après [Dierter, 1961].

I.2 BETON & BFUP

I.2.1 Origine et Constitution du béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé aujourd'hui. Son utilisation a explosé après la première guerre mondiale pour reconstruire rapidement et il s'est petit à petit imposé comme le matériau de référence dans le génie civil.

Le mélange de chaux, d'argile, de sable et d'eau est la première forme de « béton » qui est apparue. Ce sont les égyptiens qui l'utilisaient pour réaliser une sorte de mortier en -2600 av J.-C. Les grecs, vers le Vème siècle av J.-C. ont importé ce matériau et les romains l'ont amélioré en y ajoutant des sables volcaniques.

Par la suite, en 1818 Louis Vicat explique sa théorie de l'hydraulicité et fabrique de manière contrôlée, des chaux hydrauliques.

Le béton « moderne » se compose de granulats (sable, gravillon, gravier...) mélangés avec une pâte de ciment qui se constitue d'eau et de ciment. Il en existe plusieurs types, qui répondent tous à des besoins spécifiques. Par exemple, les bétons ordinaires servent à la réalisation des bâtiments courants, avec une résistance à la compression aux alentours de 25 MPa à 28 jours. Le béton a de très bonnes caractéristiques en compression, mais lorsqu'il est sollicité en traction, le comportement est très différent et la résistance en traction est généralement dix fois inférieure à celle en compression, d'ailleurs elle est considérée comme nulle dans les calculs. Dans le but d'améliorer son comportement en traction, des armatures en acier sont rajoutées au béton, c'est le béton armé. Cependant, des bétons plus spécifiques ont vu le jour comme les bétons autoplaçants qui sont formulés pour se mettre en place sans vibration sous l'action de leur propre poids. Il existe également des bétons réfractaires qui résistent aux hautes températures.

I.2.2 Du béton courant vers le BFUP

Dans ce projet, un béton fibré ultra performant (BFUP) est utilisé. Les BFUP atteignent des résistances en compression de l'ordre de 150 MPa au minimum. L'obtention de ces caractéristiques

mécaniques est possible notamment grâce à l'utilisation d'adjuvants et de fines mais aussi de meilleures méthodes de formulation. Un BFUP se constitue d'adjuvants du type superplastifiant, de granulats choisis avec soin et de fibres, en plus du ciment et de l'eau. Chaque constituant va jouer un rôle important dans le comportement mécanique du BFUP. Ce type de béton, avec de telles performances mécaniques, peuvent se passer d'armatures de cisaillement en acier puisque les fibres améliorent la résistance en traction et rendent son comportement ductile, ce qui augmente le critère de sécurité au niveau des règlements.

Les BFUP de par leur composition ont plusieurs avantages. Outre le gain de résistance, d'autres points tout aussi importants comme un gain de temps sur chantier (préfabrication des éléments BFUP), une durabilité augmentée et un aspect esthétique et de finition excellent sont à noter.

A partir des années 1990, le développement des formulations avec l'amélioration de l'empilement granulaire, l'utilisation d'adjuvants et de fibres a abouti à la création de ces nouveaux bétons plus performants. L'augmentation des résistances mécaniques est la conséquence de deux actions. Premièrement, une réduction de la porosité avec un rapport Eau sur Ciment (E/C) en masse très faible, de l'ordre de 0,15 à 0,25. Cette diminution de la quantité d'eau dans les formulations est possible grâce aux adjuvants. Deuxièmement, une compacité maximale qui passe par l'optimisation du squelette granulaire, avec quatre ou cinq classes granulaires (ciment, ultrafine, filler, sable). Il est à noter que le diamètre du plus gros granulat pour les BFUP est limité entre 1 et 7 mm.

Les ultrafines utilisées sont majoritairement de la fumée de silice. Les particules de petite taille comblent les espaces inter-granulaires. La rhéologie du béton est alors améliorée tout en diminuant la porosité qui empêche l'accès aux ions et aux gaz. De plus la réaction pouzzolanique entre la fumée de silice et la chaux du béton accentue l'augmentation des performances mécaniques. Il existe d'autres ultrafines comme les microfillers de calcaire ou de silice mais aussi les pouzzolanes naturelles ou artificielles.

Au niveau des fibres, plusieurs types de tailles différentes peuvent être utilisés. Parmi les plus connues, les fibres métalliques qui vont avoir un rôle structurel, les fibres organiques et polymères pour un aspect esthétique et enfin des fibres polypropylènes pour éviter l'écaillage du béton [CIMBETON, 2013]. Une combinaison de plusieurs tailles et types de fibre pourrait être une combinaison des plus efficace.

Un autre point important à souligner est le faible rapport E/C. Comme il est inférieur au rapport théorique d'hydratation totale du ciment ($E/C = 0,42$), en cas de microfissures et d'infiltration d'eau, le BFUP présente un comportement auto-cicatrisant. Effectivement, comme il n'y a pas eu assez d'eau pour hydrater tout le ciment du béton, il reste des grains anhydres dans la matrice cimentaire qui vont pouvoir réagir en présence d'eau [Zamorowski, 1985; Jacobsen et al., 1995; Reinhardt and Jooss, 2003; Granger, 2006].

Pour ce qui est de l'utilisation du BFUP, il est bien évidemment utilisé pour la réalisation d'ouvrage d'art, où des caractéristiques mécaniques exceptionnelles sont demandées. Au vu des performances du BFUP, il est possible de réduire les sections de dimensionnement ce qui permet d'alléger la structure. Mais un autre domaine est également envisageable pour ce type de béton, la réparation et le renforcement de structure existante. En effet, avec ses caractéristiques exceptionnelles, l'apport de BFUP en quantité raisonnable à des endroits stratégiques permet de reprendre les charges structurales, le tout sans surcharger la structure. Par exemple, les piles de pont du viaduc de Valabres (Alpes-Maritimes) ont été renforcées par du BFUP afin de les protéger des chocs et de l'abrasion du courant. D'autres exemples existent avec notamment le renforcement d'un plancher industriel ou d'une glissière de sécurité [Brühwiler and Denarié, 2008].

I.2.3 Comportement mécanique du BFUP

Le comportement du béton est très bien connu que ce soit du béton ordinaire ou autre. Le BFUP a un comportement élasto-adoucissant en compression. En traction, en fonction du dosage en fibre et de leurs natures, plusieurs comportements sont observés, élasto-fragile pour un béton ordinaire à élasto-plastique pour des BFUP. La Figure I-4 représente les différents comportements rencontrés lors des essais de traction et de compression de différents types de béton qui sont un béton ordinaire courant (OC ou C30), un béton haute performance (HSC ou C80), un béton fibré (FRC), un béton haute performance fibré (HSFRC), un composite cimentaire d'ingénierie (ECC) et un BFUP (UHPFRC).

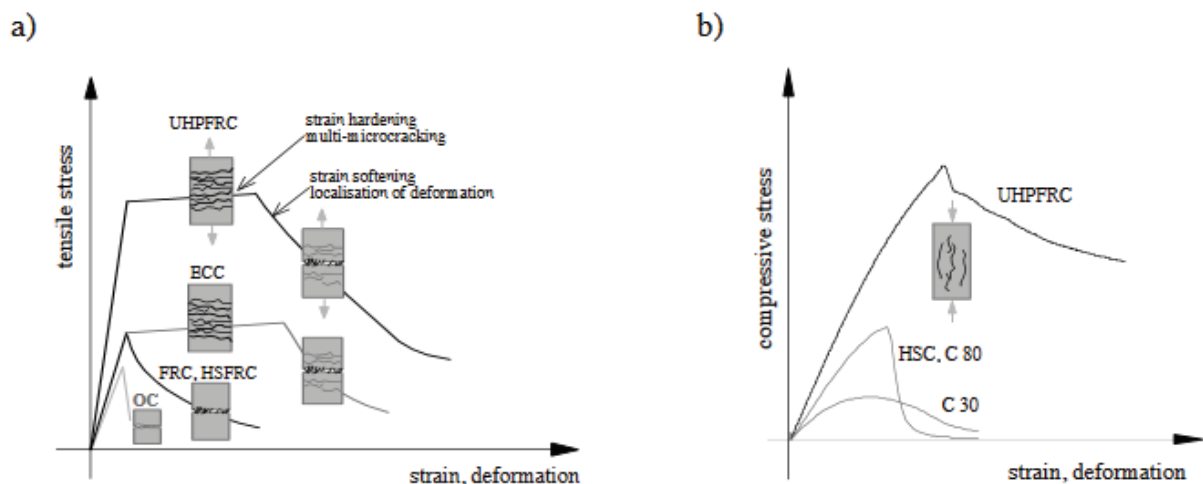


Figure I-4 : Comportement mécanique de différents bétons en traction (a) et en compression (b) [Spasojević, 2008]

L'ordre des performances est bien respecté mais ce qu'il est important de remarquer ici est l'influence des fibres. En effet, d'un comportement très fragile pour le béton ordinaire OC en traction, les fibres changent petit à petit ce comportement en adoucissant la phase post-pic. Pour le BFUP, une phase plastique est même observée, ce qui est bien loin, au niveau des performances

mécaniques et du comportement, du béton classique. Une raison simple à ce phénomène est que les fibres vont venir « couder » le béton et maintenir de manière plus efficace le béton en place, elles agissent comme un filet de sécurité.

En compression, la résistance varie également entre chaque type de béton. Encore une fois la présence de fibre permet ce comportement adoucissant après la rupture.

I.2.4 Durabilité des bétons

Le béton est un matériau très utilisé en construction depuis de nombreuses années. Lors de la réalisation d'un ouvrage, une durée de service est déterminée (souvent 50ans) et les matériaux utilisés doivent permettre une utilisation pendant cette durée. Il devient alors important de savoir comment le matériau va vieillir, lorsqu'il sera soumis à son environnement.

Beaucoup d'études concernant la durabilité du béton existent et permettent de garantir ses caractéristiques. Ainsi, les effets à long terme ont été étudiés tout comme les attaques chimiques ou le gel-dégel [Matte and Moranville, 1999; AFGC, 2013].

Une des conséquences de la dégradation du béton est l'apparition de fissures. Voici une liste des principales causes de dégradation du béton armé :

- Carbonatation ;
- Pénétration des ions chlores ;
- Gel/dégel ;
- Alkali réaction ;
- Attaques sulfatiques ;
- Attaque acide ;
- Usure mécanique.

DURABILITE	BO	BHP	BTHP	BFUP
Résistance à la compression à 28j (MPa)	25 – 70	80 – 100	100 – 120	150 – 200
Porosité à l'eau (%)	14 – 20	10 – 13	6 – 9	1,5 – 5
Perméabilité à l'oxygène (m ²)	10 ⁻¹⁶	10 ⁻¹⁷	10 ⁻¹⁸	<10 ⁻¹⁹
Coefficient de diffusion ions chlorure (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹² à 10 ⁻¹¹	10 ⁻¹³ à 10 ⁻¹²	10 ⁻¹³
Teneur en portlandite (kg/m ³)	76	86	66	<20

Tableau I-3: Résultats constatés d'essais de durabilité pour plusieurs bétons [AFGC, 2013]

La carbonatation ainsi que la pénétration des ions chlores sont problématiques car elles provoquent la corrosion des armatures. Avec un BFUP, ces deux effets sont moins importants surtout si les fibres utilisées ne sont pas métalliques. De plus, le rapport E/C étant très faible dans les bétons fibrés, la pénétration d'éléments agressifs est retardée car la perméabilité est très faible.

Les recommandations [AFGC, 2013] sur les bétons fibrés à ultra-hautes performances de juin 2013 récapitulent les résultats constatés pour différents essais de durabilité.

Le Tableau I-3 compare pour du béton ordinaire (BO), du béton haute et très haute performance (BHP et BTHP) et du BFUP les différents résultats obtenus suivant différents critères.

En comparant le BFUP avec les autres types de béton sur ces indicateurs de durabilité, il est clair que ce béton est beaucoup moins sensible aux attaques agressives et agents extérieurs. Cela le permet d'avoir une durabilité exceptionnelle.

I.3 COLLES ET ADHESIFS

I.3.1 Le collage

Le collage a été utilisé très tôt par l'homme pour se confectionner des outils. Des traces de collage ont été découvertes en Mésopotamie par Patricia Anderson datant de 8000 ans environ. Il s'agit d'un silex partiellement recouvert de bitume qui servait probablement à la réalisation d'un tribulum, une planche à dépiquer le blé. D'autres outils comme des faucilles ont été retrouvés en Egypte il y a 3400 ans. La Figure I-5 présente des photographies de Patricia Anderson montrant ces découvertes d'objets d'agriculture [Barquins, 2004].

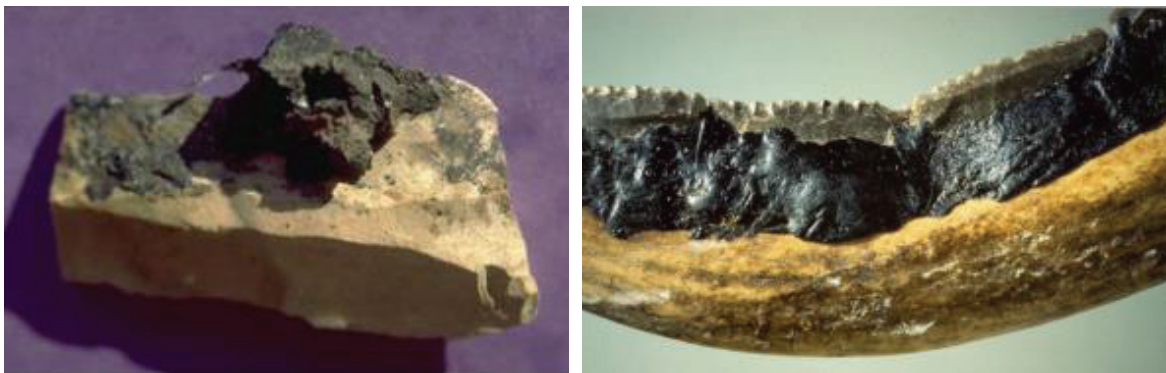


Figure I-5: Silex avec trace de bitume (gauche) et faucille en bois et lame de silex collé par du bitume (droite)

Aujourd'hui, c'est une technologie de pointe qu'on retrouve dans beaucoup de domaines dont la construction et l'aérospatiale. L'assemblage par collage a connu depuis le XXème siècle une expansion constante dans de nombreux domaines industriels comme l'aéronautique, l'hospitalier, l'automobile, la mécanique, l'électronique et bien d'autres encore... Avant cela, les colles utilisées étaient essentiellement d'origine animale, végétale ou minérale mais depuis l'apparition des premières résines synthétiques, les performances ont beaucoup évoluées. Pourquoi donc utiliser le collage quand d'autres moyens d'assembler existent tels que le vissage, le boulonnage ou le soudage par exemple ? C'est tout simplement grâce aux nombreux avantages que le collage procure par rapport aux autres procédés.

Voici quelques avantages de cette technologie :

- Rapidité d'exécution et de fabrication ;
- Gain de poids ;
- Plusieurs types de supports peuvent être collés ;
- Continuité de la liaison et étanchéité ;
- Diminution des vibrations.

Ces avantages peuvent également engendrer des économies financières importantes. Mais des limites existent aussi pour le collage, et notamment quatre grands inconvénients :

- Choix des formes des structures à coller pour éviter la concentration de contraintes ;
- Traitement des surfaces à coller indispensable pour un bon collage ;
- Choix de la colle en fonction des conditions d'utilisation et des surfaces à coller ;
- Structures collées indémontables.

Pour la réalisation d'un collage de qualité et fiable, il faut donc veiller à la conception de la structure et à sa réalisation.

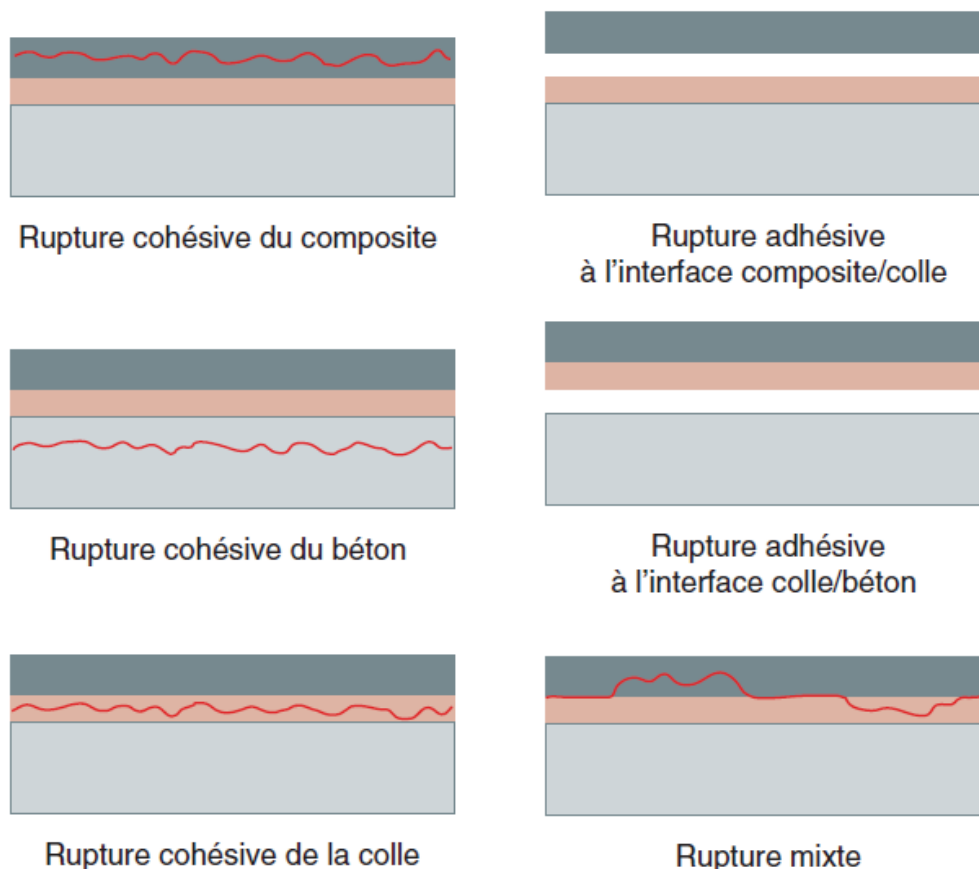


Figure I-6 : Différents modes de rupture d'un joint de colle entre un composite et du béton [Chataigner et al., 2010]

Au niveau de la rupture d'un assemblage collé, trois grands modes de ruine sont identifiés : la rupture cohésive, adhésive ou mixte. Si la rupture intervient dans un matériau unique, la rupture sera dite cohésive. Par contre si la rupture est juste à l'interface entre les deux matériaux collés, alors

la rupture est dite adhésive. Enfin la rupture mixte est un mélange des deux précédents modes de rupture. La Figure I-6 ci-dessus illustre les différents modes de rupture existants pour le collage dans le domaine du bâtiment pour une liaison entre un composite et du béton. Le but recherché étant une rupture cohésive du support.

I.3.1.1 Préparation de surface

Un collage fiable et de qualité ne sera possible que si la préparation des surfaces est correcte. En effet les propriétés des surfaces collées vont influencer directement l'adhésif et ses performances. Ainsi un bon traitement permet d'éviter les ruptures adhésives lors de la durée de vie de l'assemblage.

Bien entendu le matériau collé est un premier choix déterminant dans les collages puisque chaque matériau a plus ou moins de facilité à être collé. Néanmoins, le rôle du traitement de surface est de permettre un nettoyage des surfaces en débarrassant tout élément perturbateur telles que les poussières ou les graisses, ainsi des liaisons chimiques pourront s'effectuer plus sagement. Il permet aussi d'augmenter la rugosité et donc les liaisons mécaniques ne seront que meilleures. Un bon traitement est donc à la fois mécanique et physico-chimique.

Il existe par conséquent des surfaces dites « actives » qui sont propices au collage et des surfaces dites « inactives » qui, si elles sont collées ne donneront pas des résultats aussi performants qu'une surface traitée.

Parmi les traitements mécaniques communs, il existe la cuve à ultrason pour éliminer les impuretés et le sablage (ou ponçage) avec des particules abrasives qui vont enlever les impuretés et augmenter la rugosité. La rugosité représente une surface de collage et plus la rugosité sera importante et plus la surface collée sera importante. C'est pourquoi les traitements mécaniques sont faits pour d'une part éliminer les impuretés et d'autres parts pour augmenter cette rugosité. Certains auteurs [Wingfield, 1993; Cognard, 2000; Custódio et al., 2009] affirment que le traitement mécanique de la surface joue un rôle important au niveau des liaisons chimiques qui vont se créer. Prenons l'exemple d'une planche de bois qui est poncée. Le ponçage va venir détruire les liaisons entre les molécules du bois à la surface et laisser donc « libre » certaines liaisons. Lors du collage, ces liaisons « libres » vont pouvoir se lier avec la résine plus facilement d'où un meilleur collage. Il faut cependant faire attention car ces emplacements libres pour des liaisons sont rapidement comblés par les molécules atmosphériques, c'est pourquoi il est recommandé de procéder au collage dans les 24h qui suivent le traitement de surface d'après Nussbaum dans [Custódio et al., 2009].

Il est important de noter la viscosité de l'adhésif. La notion de mouillabilité, capacité d'une goutte à s'étaler sur un support est également importante et complexe puisqu'elle fait intervenir l'énergie de surface, l'angle de contact et la chimie des supports. Plus le mouillage est important et plus la colle

s'étalera et meilleur sera le collage. En effet, même avec une bonne préparation de surface, si la mouillabilité est faible, la résine ne pourra pas créer un maximum de liaisons physico-chimiques avec le support, il en découle un mauvais collage. Les traitements de surface sont aussi faits pour permettre aux adhésifs d'augmenter leur mouillabilité.

Les traitements chimiques vont eux dégraisser et éliminer les couches d'oxyde en surface. Il en existe trois types qui sont l'utilisation d'un solvant, le nettoyage alcalin avec un détergent ou le décapage chimique par des acides ou des bases.

I.3.1.2 Les principaux modèles et théories de l'adhésion

Plusieurs domaines scientifiques (macromolécule, chimie, matériau, rhéologie, mécanique de la fracture) intègrent les phénomènes de l'adhésion. Il en découle plusieurs théories dont les plus courantes sont les suivantes [Cognard, 2000; Villenave, 2005] :

- Ancrage mécanique ;
- Modèle électrostatique ;
- Théorie de l'interphase ;
- Liaison chimique ;
- Modèle thermodynamique.

L'ancrage mécanique est plutôt simple à comprendre. C'est également la théorie la plus ancienne, initiée par Mac Bain en 1926. La colle va venir s'ancrer dans les aspérités de surfaces (porosité, cavités, défauts) du substrat. La rugosité de surface joue alors un rôle important dans cette théorie. Cependant, certaines limites existent tout de même, notamment sur le fait que seule une résine liquide peut remplir les aspérités et que si une diminution du volume est observée lors du durcissement de la colle, le contact avec le substrat serait absent ou presque.

L'adhésion par la théorie des liaisons chimiques s'explique par la création d'interactions chimiques (liaison ionique, covalente, interaction acide-base...) entre le substrat et le joint. Ces différentes liaisons chimiques sont possibles lorsque certaines conditions sont réunies. Elle fut exposée en 1946 par Buchan et Rae.

Le modèle électrostatique explique que l'adhésion provient de l'attraction entre les charges électriques positives à la surface du support et les charges négatives du joint de colle (ou inversement). Le système revêtement/substrat est alors comparé à un condensateur plan. Mais la résine étant neutre en charge, que ce soit lors de son état liquide ou solide, cette théorie est limitée pour expliquer le collage. C'est Deryagin en 1948 qui expose cette théorie.

La théorie thermodynamique de Sharpe et Schonhorn de 1970 est aussi appelée théorie du mouillage. L'adhésion provient des liaisons chimiques de type Van Der Waals entre les molécules de

la colle et du support. Ces liaisons chimiques étant faibles et non dirigées, plus le contact entre les deux surfaces est bon et plus l'adhésion le sera également, d'où la notion de mouillabilité. L'aptitude à mouiller d'un adhésif est représentée par l'angle formé entre la goutte de colle et le substrat. Plus cet angle est faible et plus l'adhésif est dit « mouillant » (voir Figure I-7 suivante).

Voyuskii en 1971 explique sa théorie de l'interphase ou de la diffusion ou de l'interdiffusion, soit des polymères compatibles, autrement dit miscibles entre eux. L'adhésion provient de l'interdiffusion des molécules ou des chaînes d'un polymère l'un dans l'autre. Il n'y a alors pas d'interface mais une interphase.

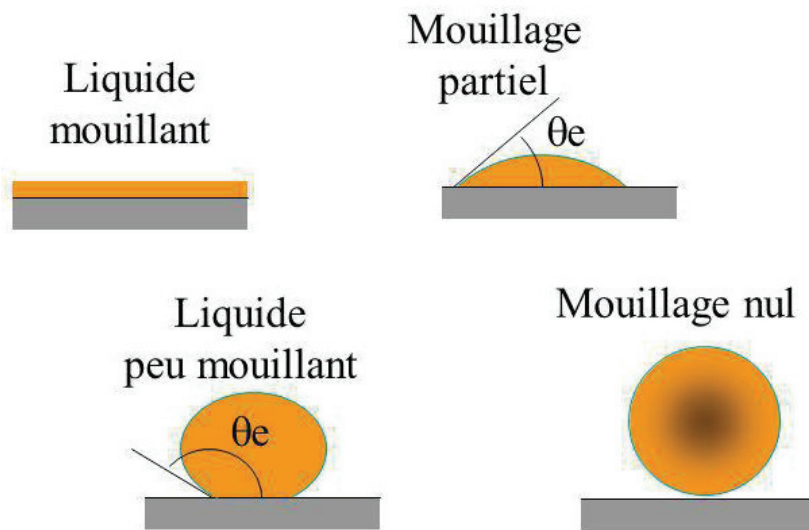


Figure I-7 : Schéma explicatif d'un liquide mouillant [source : <https://slideplayer.fr/slide/1656943>]

I.3.1.3 Les différentes configurations d'assemblages collés

Pour coller deux éléments, plusieurs choix possibles en fonction de la géométrie des éléments à coller bien entendu. Par exemple, pour deux éléments en bois assemblés pour n'en faire qu'une, il existe environ dix façons de les assembler. La Figure I-8 suivante illustre cela.

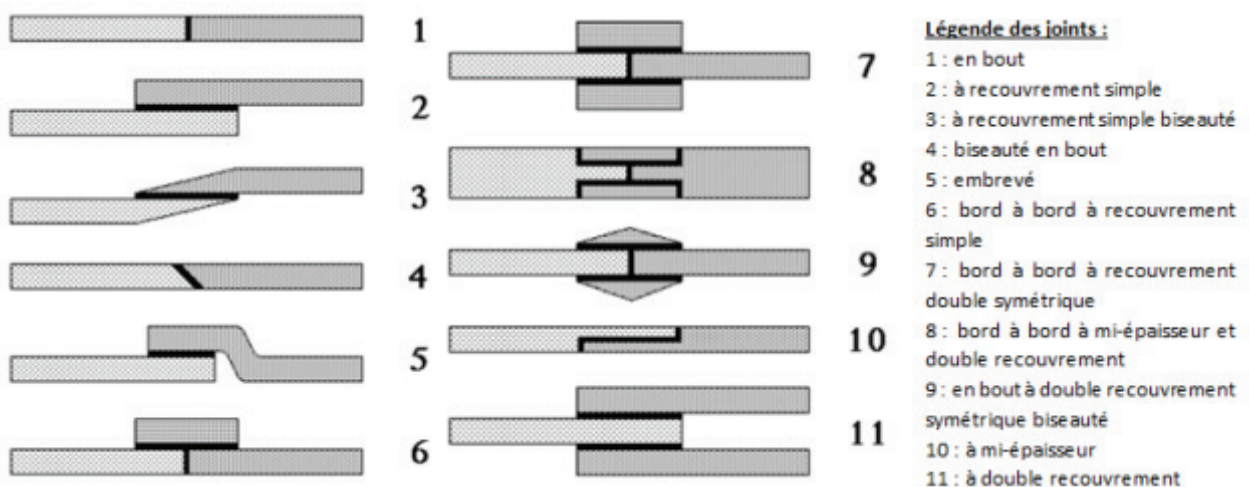


Figure I-8 : Configurations possibles pour les assemblages collés [Barquins, 2004]

Bien entendu, certaines configurations sont plus adaptées que d'autres. Un joint en bout est le plus simple à réaliser mais il est aussi le plus défavorable en termes de durabilité, de durée de vie et de résistance. Il y a plus de risques avec un joint en bout qu'un joint avec recouvrement.

En outre, la surface de collage n'étant pas identique, la résistance du joint ne sera pas la même. Des auteurs [Darque-Ceretti and Felder, 2003] ont montré que plus la longueur de recouvrement est élevée et plus la charge ultime augmentera jusqu'à atteindre un seuil. Il existe donc une longueur de recouvrement optimale qui permet d'assurer les meilleures caractéristiques au joint de colle.

La Figure I-9 illustre l'influence de la largeur b et de la longueur l de recouvrement sur la charge ultime d'un assemblage. Une asymptote est visible sur la longueur de recouvrement, ce qui signifie qu'il existe une longueur maximum au-delà de laquelle, il n'est plus nécessaire d'augmenter la surface de collage.

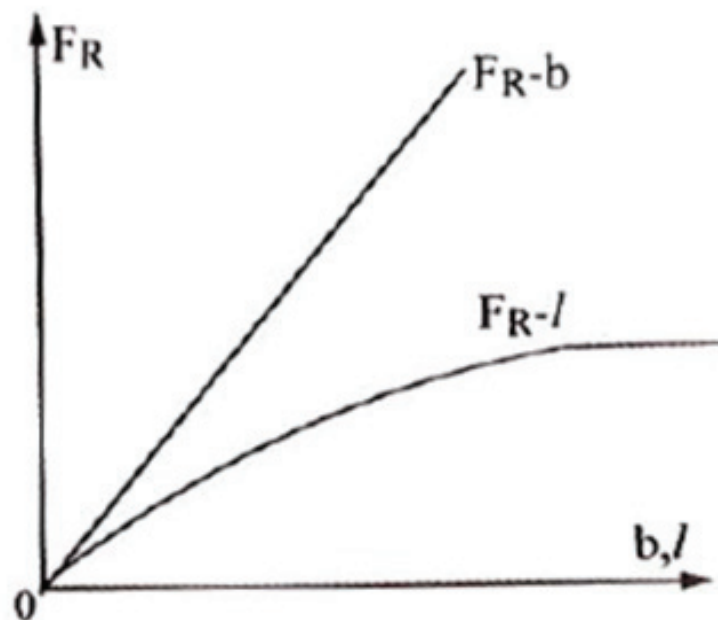


Figure I-9 : Impact de la surface collée sur la force de rupture d'un essai de cisaillement [Darque-Ceretti and Felder, 2003]

Ensuite, le joint de colle peut être sollicité de plusieurs manières. Les sollicitations les plus courantes sont la traction, le clivage, le pelage et le cisaillement (Figure I-10). Le clivage correspond à une ouverture du joint de colle alors que le pelage est l'arrachement d'un support souple collé sur un support rigide. Il faut le plus possible privilégier la traction ou le cisaillement du joint car les concentrations de contraintes sont ainsi évitées. La résine résistera d'avantage si les contraintes sont homogènes et constantes. Le collage sera donc plus résistant et plus durable. Il faut par conséquent dès la conception de notre assemblage faire en sorte que les joints soient sollicités de manière efficace et appropriée.

Remarque :

Outre les assemblages collés, d'autres moyens existent pour assembler. Dans la littérature, Pham liste et regroupe les systèmes de connexion en deux grandes familles, par compression locale ou par

adhérence des surfaces [Pham, 2007]. Le collage fait partie de la deuxième catégorie « adhérence des surfaces ». Mais des connecteurs mécaniques comme les clous, vis ou boulons font partie du groupe compression locale.

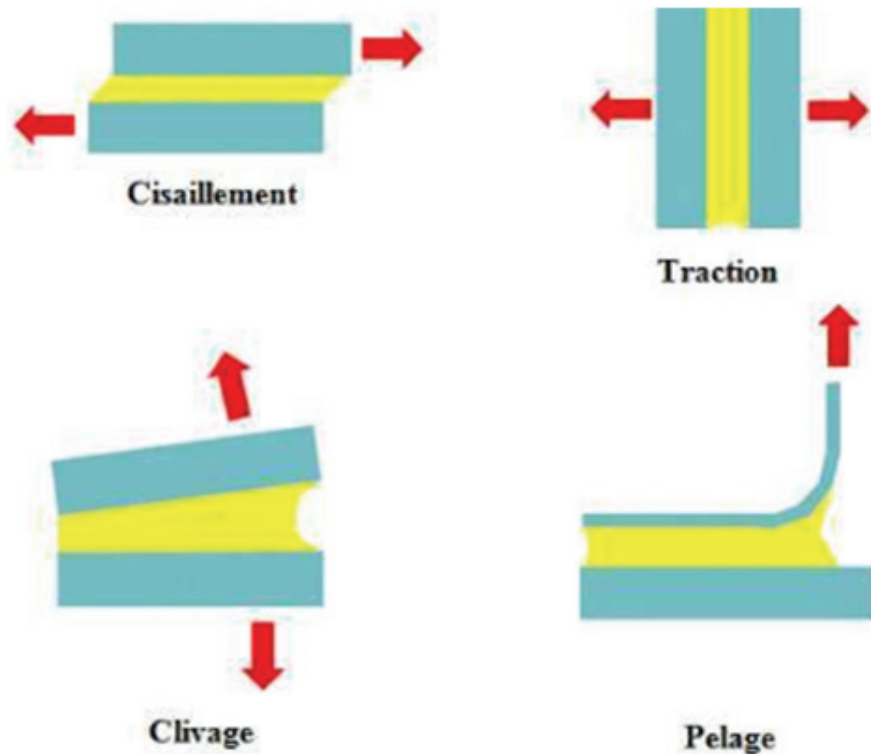


Figure I-10 : Les différentes sollicitations d'un joint de colle [Houhou, 2012]

I.3.2 Les différents types de colles

I.3.2.1 Les colles en général

Il existe de nombreuses colles sur le marché. Elles ont toutes une base déterminant le groupe à laquelle elles appartiennent. En effet, les grandes familles de colle sont les époxydes, les polyuréthanes ou les acryliques. Bien sûr, il en existe d'autres qui ne seront pas traitées ici car moins utilisées dans le domaine de la construction.

Les adhésifs sont composés de polymères et d'additifs qui ensemble assurent la fonction d'assemblage. Trois types de polymérisation par réaction chimique sont à dénombrer : la polyaddition (cas des époxydes et polyuréthanes), la polycondensation (urée, mélanine, etc.) et la polymérisation simple (acrylique). En parallèle du mode de polymérisation, il faut mettre en évidence que certaines colles sont bi-composantes, il est nécessaire d'avoir une résine et un durcisseur, c'est souvent le cas lors des durcissements par réaction chimique. Tandis que d'autres sont mono-composantes et durcissent sous l'action d'autres facteurs qui peuvent être l'humidité ou la température par exemple [Cognard, 2000; Couvrat, 1990; Villenave, 2005].

Une description succincte de deux grandes familles, époxyde et polyuréthane, est proposée dans les paragraphes suivants.

I.3.2.2 Les colles époxydes

Les colles époxydes sont des colles dites structurales. Etant bi-composantes, les résines sont basées souvent sur le diglycidyléther de bisphénol A (DGEBA). Les durcisseurs sont de plusieurs types, soit amines, anhydriques d'acides ou autres.

Parfois, l'activation avec la chaleur est nécessaire, si ce n'est pas le cas, le temps de prise devient alors important.

Les caractéristiques principales des époxydes sont une bonne tenue au cisaillement, une température d'usage jusqu'à 180°C, une bonne adhérence, une résistance à la fatigue et au vieillissement. Néanmoins elles manquent de souplesse, le temps de prise peut être gênant dans les processus industriels et le prix souvent élevé.

I.3.2.3 Les colles polyuréthanes

Les colles polyuréthanes s'obtiennent par la condensation d'isocyanates et de polyols. Les adhésifs polyuréthanes (PU) peuvent être mono ou bi-composants.

Les PU adhèrent sur la plupart des surfaces, possèdent une bonne souplesse avec des performances mécaniques intéressantes tout en résistant aux huiles et plastifiants. Par contre, la tenue à l'humidité est faible et le fluage à ne pas négliger. Au niveau de la tenue en température, elles ont des bonnes caractéristiques.

I.3.3 Caractérisation du collage

Le collage implique la mise en relation d'au moins deux surfaces. Il y a donc création d'une interface qui possède des propriétés fonction des surfaces et de l'adhésif utilisé. La caractérisation du collage passe forcément par deux étapes, une caractérisation de la colle et une étude de l'interface.

I.3.3.1 Etude des caractéristiques de la résine

Les caractéristiques des colles sont de plusieurs types, les propriétés physiques comme la masse volumique ou la densité et les propriétés mécaniques telles que la résistance ou le module d'élasticité.

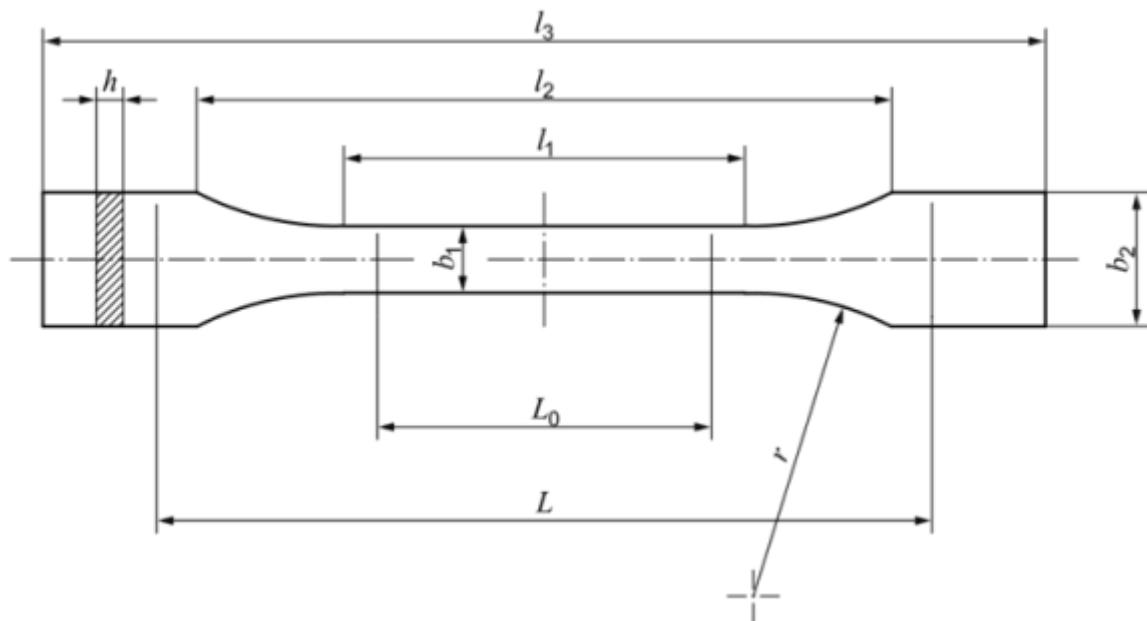
Pour un polymère (cas des résines), au niveau des caractéristiques mécaniques, il est important de connaître les caractéristiques en traction et compression mais également la température de transition vitreuse. D'autres essais existent pour avoir la résistance au cisaillement. Nous ne détaillerons ici que les essais permettant de déterminer la masse volumique, ainsi que la résistance à la traction et à la compression.

Les fabricants d'adhésifs fournissent une fiche technique qui récapitule toutes les propriétés de leur colle ainsi que des directives d'utilisation.

I.3.3.2 Masse volumique

La masse volumique des adhésifs est déterminée à partir de la norme [CEN NF EN 542, 2003], qui propose deux méthodes, une pour les adhésifs liquides et une autre pour les résines solides ou visqueuses. Dans les deux cas, des mesures de masse se font à l'aide d'un pycnomètre.

I.3.3.3 Essai de traction



Dimensions en millimètres

Type d'éprouvette		1A	1B
l_3	Longueur totale ^a	170	≥ 150
l_1	Longueur de la partie étroite à faces parallèles	80 ± 2	$60,0 \pm 0,5$
r	Rayon	24 ± 1	$60 \pm 0,5$
l_2	Distance entre les parties larges à faces parallèles ^b	$109,3 \pm 3,2$	$108 \pm 1,6$
b_2	Largeur aux extrémités	$20,0 \pm 0,2$	
b_1	Largeur de la partie étroite	$10,0 \pm 0,2$	
h	Épaisseur recommandée	$4,0 \pm 0,2$	
L_0	Longueur de référence (recommandée)	$75,0 \pm 0,5$	$50,0 \pm 0,5$
	Longueur de référence (admissible si requise pour le contrôle qualité ou lorsque cela est spécifié)	$50,0 \pm 0,5$	
L	Distance initiale entre les mâchoires	115 ± 1	115 ± 1

^a La longueur totale recommandée de 170 mm pour le type 1A est conforme à l'ISO 294-1 et à l'ISO 10724-1. Pour certains matériaux, il peut être nécessaire de rallonger la longueur des extrémités de l'éprouvette (par exemple $l_3 = 200$ mm) pour éviter toute cassure ou tout glissement entre les mors de la machine d'essai.

^b $l_2 = l_1 + [4r(b_2 - b_1) - (b_2 - b_1)^2]^{1/2}$, résultant de l_1 , r , b_1 et b_2 , mais dans les tolérances indiquées.

Figure I-11 : Eprouvette haltère pour la caractérisation en traction des résines selon la norme [CEN NF EN ISO 527, 1995]

La détermination de la résistance à la traction est décrite dans les différentes parties 1 à 5 de la norme [CEN NF EN ISO 527, 1995]. Pour réaliser cet essai, il faut au préalable réaliser des éprouvettes normalisées en forme d'haltère (Figure I-11). L'exploitation des résultats permet d'obtenir la contrainte à la rupture et au seuil d'écoulement, le module d'élasticité tangent et sécant, ce qui nous permet d'avoir les lois de comportement du matériau.

[Berthelot, 2013] donne des ordres de grandeurs de différentes colles dans le Tableau I-4 tandis que la Figure I-12 présente des courbes contrainte-allongement de trois adhésifs différents testés par [Perrot, 2006].

RESINE	Epoxyde	Phénolique	Polypropylène	Polyamide
Contrainte en traction (MPa)	60 à 80	40	20 à 35	60 à 85
Module d'élasticité (GPa)	3 à 5	3	1,1 à 1,4	1,2 à 2,5
Température de fléchissement sous charge (°C)	290	120	50 à 60	65 à 100

Tableau I-4 : Valeurs caractéristiques des quelques adhésifs [Berthelot, 2013]

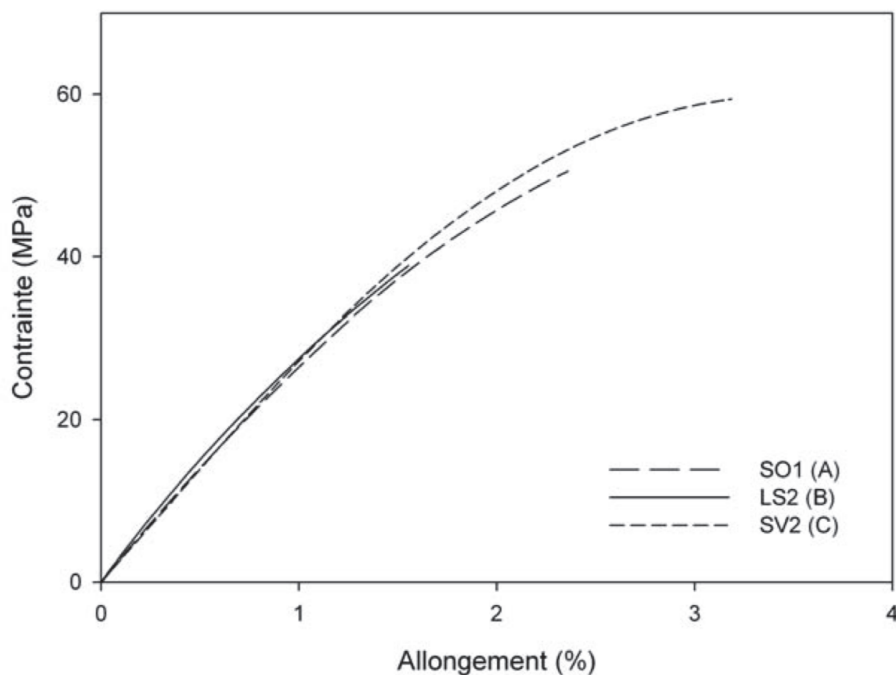


Figure I-12 : Comportement mécanique en traction de trois résines, polyester orthophtalique standard SO1, polyester orthophtalique spécial LS2 et vinylester SV2 [Perrot, 2006]

I.3.3.4 Essai de compression

L'essai de compression est réalisé sur des éprouvettes de type prisme droit, cylindre ou tube d'après la norme [CEN NF EN ISO 604, 2004]. C'est un essai classique de compression avec mesure de la force appliquée jusqu'à la rupture. Un essai de compression et de traction est présenté par exemple dans la Figure I-13 pour une colle type époxy.

Remarque : Le terme « rupture » fait référence ici à la ruine du matériau ou à une chute d'un certain pourcentage de la force.

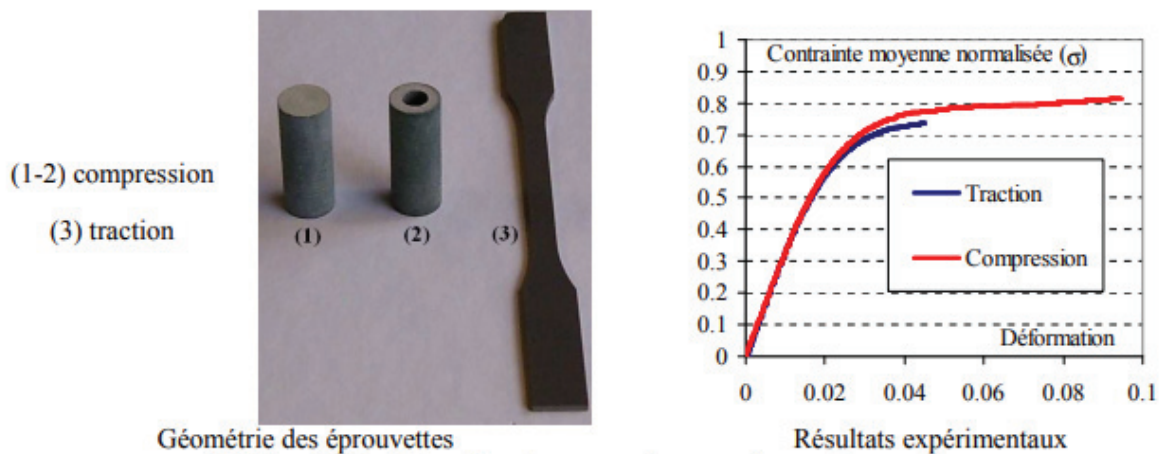


Figure I-13 : Essais de traction et compression d'une résine époxyde [Bourgeois et al., 2009]

I.3.3.5 Température de transition vitreuse

La température de transition vitreuse « T_g » correspond à la température à laquelle une résine ayant déjà réticulée donc solide, retrouve une consistance caoutchouteuse. Ce changement de forme provoque également des changements au niveau des propriétés mécaniques. L'essai est décrit par la norme [CEN NF EN 12614, 2005]. La température de transition vitreuse varie fortement d'une résine à une autre en fonction de la composition chimique. A titre d'exemple, le Tableau I-5 récapitule quelques données trouvées dans la littérature [Barrère and Dal Maso, 1997; Billon, 2007]:

RESINE	Température T_g (°C)
Polypropylène	-20
Polyéthylène	77
Polycarbonate	140
Epoxy	50 à 150

Tableau I-5 : Température de transition vitreuse de quelques colles

I.3.4 Caractérisation du joint de colle

Après la détermination des propriétés physiques et mécaniques de la colle, la deuxième étape est l'étude du joint collé. Les principaux essais sont des essais de cisaillement dans diverses configurations. Le but de ces essais est de simuler le comportement du joint sollicité.

I.3.4.1 Essai Push out

L'essai Push Out a été développé pour déterminer les propriétés des connecteurs et étudier le comportement d'une liaison. Une méthodologie est explicitée dans l'Eurocode 4 pour les structures mixtes afin d'étudier le comportement en cisaillement de connecteurs métalliques entre le métal et le béton. Afin de comparer et de caractériser le collage en tant que système de liaison, des auteurs ont donc réalisé des campagnes expérimentales.

[Si Larbi et al., 2007] étudient ce type d'essai sur une connexion entre le métal et le béton. Plusieurs configurations sont expérimentées avec deux types de colles (époxy ou polyuréthane) avec différentes épaisseurs de joint (0,2-1,2-3 mm) et deux types de traitements de surface (nettoyage à l'acétone ou sablage au corindon et primaire d'accroche). Les éprouvettes sont constituées de deux blocs en béton entre lesquels un profilé métallique HEA est intercalé (Figure I-14).

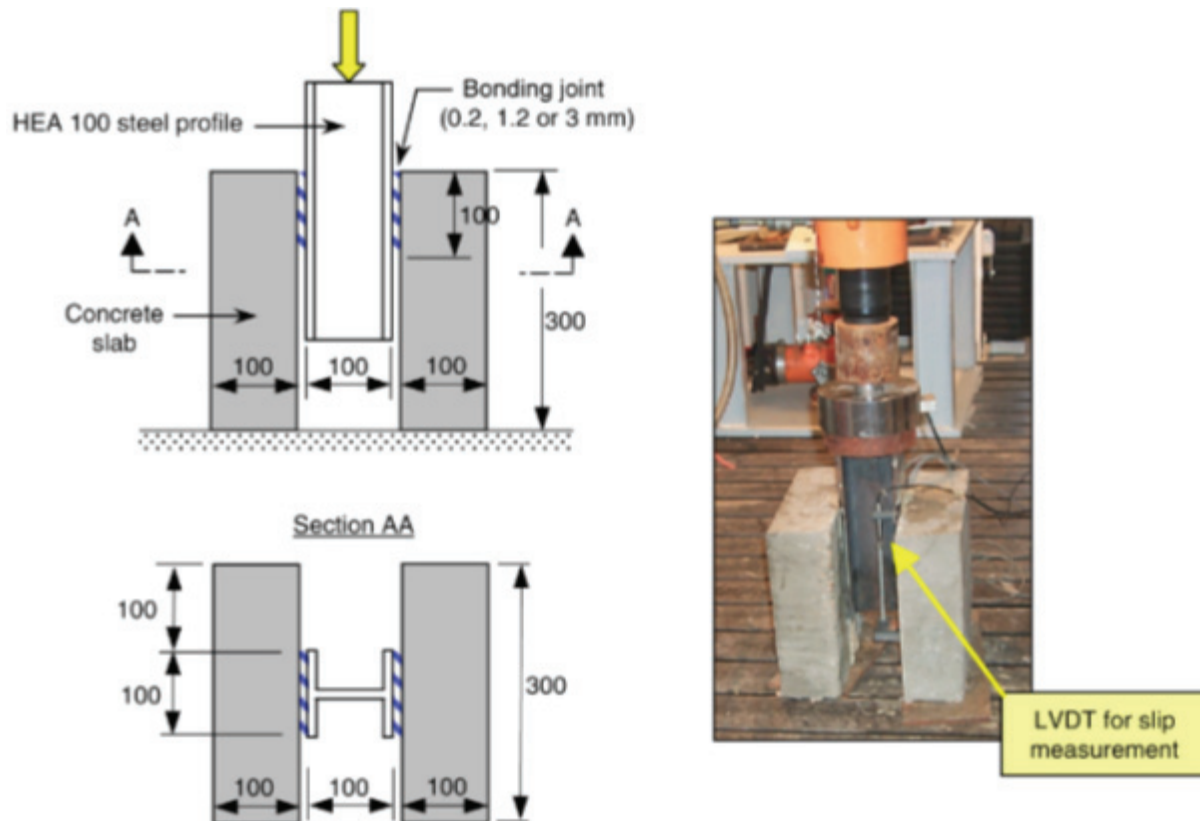


Figure I-14 : Dimension des éprouvettes Push-Out en mm [Si Larbi et al., 2007]

La longueur de collage est de 100mm et trois éprouvettes sont testées par configuration. Les résultats montrent une rupture cohésive sauf pour une épaisseur de 3mm de polyuréthane. Quel que soit la configuration testée, les forces de rupture sont relativement proches de 110 kN. Néanmoins ce qui différencie fortement les types de résines utilisées ou l'épaisseur est la raideur de la liaison. Le Tableau I-6 récapitule tous les résultats des essais push-out et la Figure I-15 présente l'évolution des contraintes en fonction du glissement à l'interface. Graphiquement, il est clair que l'époxy montre une raideur bien supérieure que le cas avec la résine polyuréthane, environ 100% supérieur pour une épaisseur de 3 mm et 200% pour une épaisseur de 1,2 mm. Cependant les colles époxydes ont un comportement linéaire fragile alors que le polyuréthane présente un comportement linéaire dans un premier temps puis plastique, d'où une rupture ductile. L'influence de l'épaisseur semble jouer un rôle au niveau de la raideur du système pour le cas avec l'époxy, en effet un joint plus fin montre une meilleure raideur. Pour terminer sur ces résultats, le glissement enregistré est vraiment très faible, de l'ordre de 0,003 mm, 0,005 mm et 0,013 mm respectivement pour l'époxy de 1,2 mm d'épaisseur,

l'époxy de 3 mm et le polyuréthane de 0,2 mm. Avec des valeurs si faibles, il est possible pour des éléments de plus grandes dimensions comme les poutres ou planchers de négliger le glissement entre les matériaux.

Résine	Traitement de surface	Epaisseur joint (mm)	Mode de ruine	Force max (kN)	Contrainte max (MPa)	Raideur (MN/mm)
Epoxy	Acétone	1,2	Cohésif	104	5,2±0,3	46
	Corindon+primaire	1,2	Cohésif	118	5,9±0,1	47
	Corindon+primaire	3	Cohésif	110	5,5±0,1	23
Polyuréthane	Acétone	0,2	Cohésif	100	5,0±0,0	11
	Corindon+primaire	0,2	Cohésif	104	5,2±0,3	12
	Corindon+primaire	3	Interface	7	0,3±0,1	-

Tableau I-6 : Résultats des essais Push-out

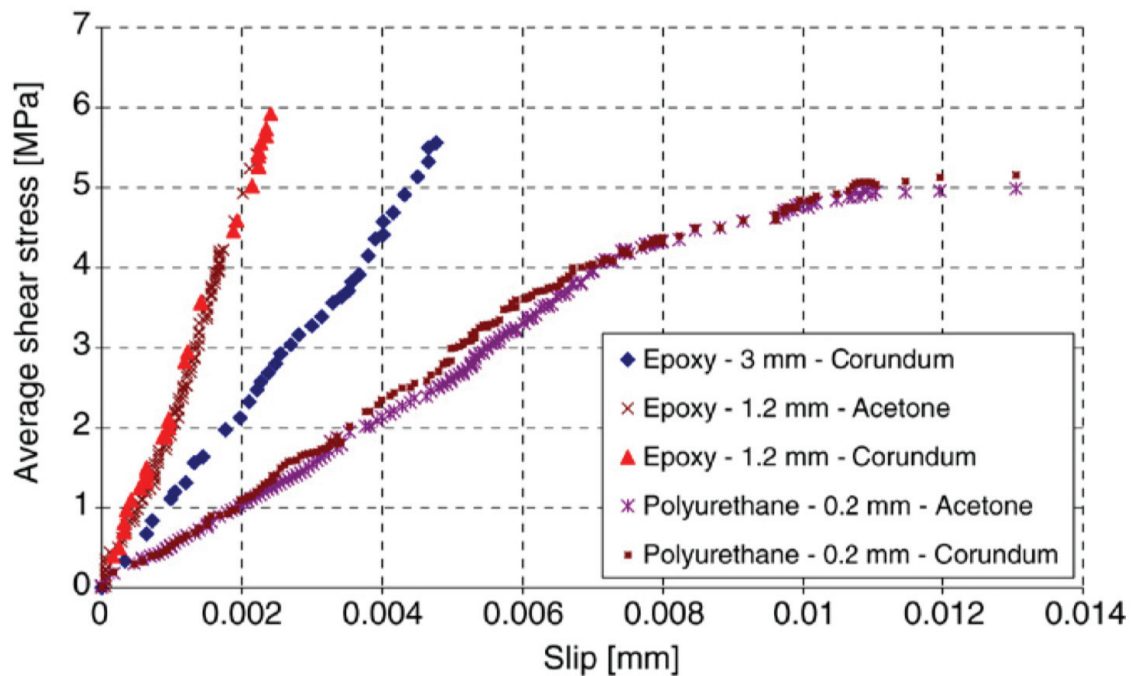


Figure I-15 : Courbe Contrainte-glissement des essais de cisaillement [Si Larbi et al., 2007]

Plusieurs auteurs travaillant sur la connexion bois-béton ont adapté cet essai [Carvalho and Carrasco, 2010; Chataigner et al., 2011; Miotto and Dias, 2011, 2012; Haiman and Turcic, 2013] pour caractériser l'interface entre les matériaux. Cette connexion est de deux sortes, soit par ancrage mécanique avec des connecteurs métalliques locaux ou continus (vis, clous, ruban à pointes...) soit par collage. Différentes configurations ont également été testées pour voir l'influence des paramètres telles que la hauteur libre, la dimension des éprouvettes ou encore l'influence du matériau central.

[Carvalho and Carrasco, 2010] font une étude comparative entre trois configurations d'éprouvettes Push-out afin de déterminer laquelle serait la plus adaptée comme standard pour une future norme. La première configuration dénommée type A, est composée de béton à l'extérieur et de bois en

partie centrale. La deuxième configuration, type B, est identique à la première sauf au niveau des dimensions du béton. Enfin la troisième configuration, type C, est constituée de bois à l'extérieur et de béton à l'intérieur. Les différents types d'éprouvettes sont représentés sur la Figure I-16.



Figure I-16 : Configuration des éprouvettes Push-out [Carvalho and Carrasco, 2010]

La liaison est assurée par des crochets métalliques collés dans le bois et noyés dans le béton et plusieurs diamètres de barres (8, 10 et 12,5 mm) sont testés dans chaque configuration.

Leurs résultats montrent que pour les configurations type A et B, ayant du bois en partie centrale, la force de rupture est plus élevée par rapport à la configuration de type C, mais la raideur est plus faible. D'importantes fissures ont été relevées dans la configuration de type C qui proviennent selon les auteurs de la concentration de contrainte due aux connecteurs regroupés dans cette zone. Au final les auteurs recommandent d'utiliser les configurations de type A ou B pour normaliser les essais Push-out car en prenant le type C, la raideur de l'assemblage étant plus élevée conduirait à surestimer l'assemblage ce qui ne serait pas une démarche sécuritaire. Il faut cependant remarquer que le béton utilisé ici est un béton ordinaire avec une résistance en compression de 25 MPa, ce qui est une gamme faible pour les bétons. De plus avec les connecteurs qui provoquent une concentration de contrainte, cette configuration n'est effectivement pas adaptée pour des essais push-out. Cependant avec un collage et un béton plus performant, ces problématiques de fissuration de béton ne devraient pas se poser et une configuration Bois-Béton-Bois pourrait être utilisée.

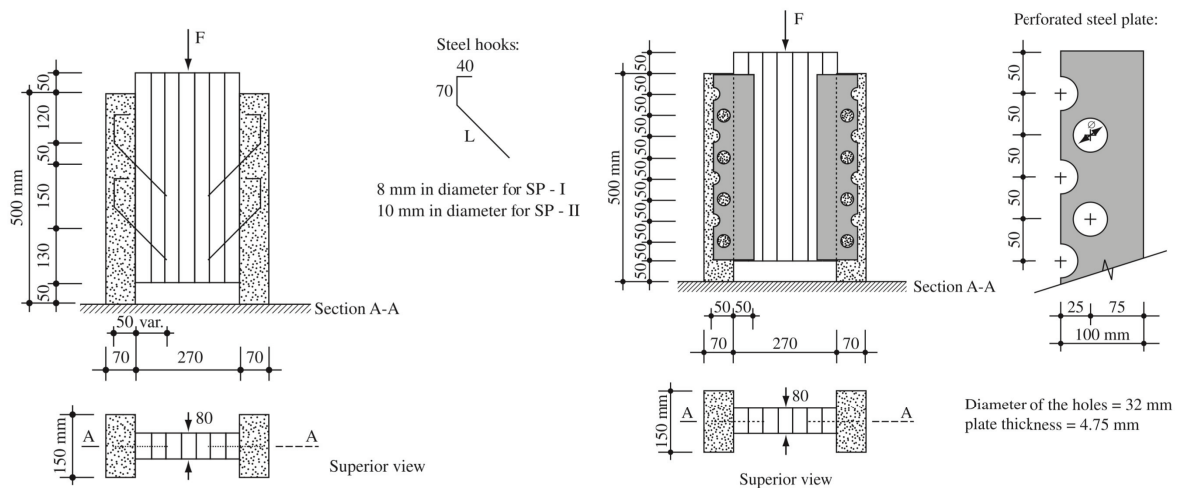


Figure I-17 : Systèmes de connexion étudiés par [Miotto and Dias, 2011]

[Miotto and Dias, 2011, 2012] réalisent une étude expérimentale sur les systèmes de connexion en comparant des connecteurs locaux (crochet d'acier collée dans bois et noyé dans béton) avec un connecteur continu (plaque d'acier perforée). La Figure I-17 présente les différents systèmes de connexion notés SP-I et SP-II pour les connecteurs locaux et SP-III pour la plaque d'acier perforée.

Le bois utilisé est un bois lamellé collé du Brésil et le béton est un béton ordinaire. Les caractéristiques des matériaux sont présentées dans le Tableau I-7 suivant :

MATERIAU	Module d'élasticité (MPa)	Résistance compression (MPa)	Résistance traction (MPa)	Résistance flexion (MPa)
BOIS	18004	69,4	82,9	103,8
BETON	31358	33,9	-	-

Tableau I-7 : Caractéristiques des matériaux utilisés

Ils présentent pour chaque assemblage la force de rupture ainsi que le module de glissement. Les résultats sont compilés dans le Tableau I-8.

Système de connexion	Type de connexion	Longueur d'ancrage (mm)	Force ultime (kN)	Module de glissement (N/m)
SP-I	Crochet HA8	88	131,0	142,9
SP-II	Crochet HA10	110	135,3	113,0
SP-II	Plaque perforée	50	153,4	339,4

Tableau I-8 : Résultats des essais push-out

Ils concluent d'après leurs observations et résultats que la force ultime est relativement similaire quel que soit le type de crochets en acier tandis que la plaque perforée montre une force ultime 17% supérieure. D'un autre coté le module de glissement montre que la connexion avec plaque perforée est beaucoup plus rigide que les connexions locales, environ 138% plus importante par rapport au crochet HA8 et 200% pour le crochet HA10. Il est intéressant de noter également qu'augmenter le diamètre du crochet n'a pas apporté une amélioration au niveau du système. Bien qu'une légère augmentation de la force de rupture soit visible, le module de glissement diminue de 21% par rapport au crochet HA8, ce qui selon les auteurs pourrait venir de la longueur d'ancrage. Ils comparent aussi leurs résultats avec les règles de l'Eurocode 5 qui définissent le module de glissement K_{ser} des connecteurs. De plus, ils montrent que l'inclinaison des connecteurs par rapport aux fibres du bois joue un rôle sur le module de glissement. Enfin un modèle numérique est proposé qui permet de confronter les résultats expérimentaux de la plaque perforée. Dans la phase élastique linéaire, le modèle numérique est très proche de la réalité avec moins de 15% d'erreur.

[Haiman and Turcic, 2013] ont également travaillé sur les essais push-out de structures bois-béton. Ils testent trois types de connexion, un système avec des vis (type 1), un système avec des goujons

collés (type 2) et enfin un système par collage (type 3). Dans un premier temps le collage a été réalisé par voie humide mais suite à des ruptures prématurées, un collage par voie sèche avec préfabrication du béton a été testé. Un retrait au jeune âge important du béton léger provoque des séparations locales entre le bois et le béton avec rupture du joint de colle qui n'a pas encore atteint sa résistance maximale. Les dimensions sont identiques pour chaque type de connexion comme le montre la Figure I-18. Le bois utilisé est du lamellé-collé GL28 et le béton est un béton léger.

La Figure I-19 présente les résultats des essais Push-out sous la forme de courbes charge-déplacement pour chaque connexion. De manière classique, les connecteurs locaux (vis et goujons) montrent un comportement en deux phases, avec dans un premier temps une phase linéaire puis une seconde phase plastique. Entre le système avec vis et le système avec goujon, les différences se situent à la fin de la première phase linéaire, les vis autorisent plus de déplacements et présentent une charge à la rupture moins importante que les goujons. D'un autre côté, l'utilisation d'un adhésif structural montre un comportement quasiment idéal pour un composite avec peu de déplacement et une charge à rupture plus importante. Néanmoins la rupture est brutale sans aucun signe précurseur. En parallèle des essais, une modélisation numérique pour les vis et les goujons a été faite avec le logiciel ABAQUS qui concorde relativement bien avec les résultats.

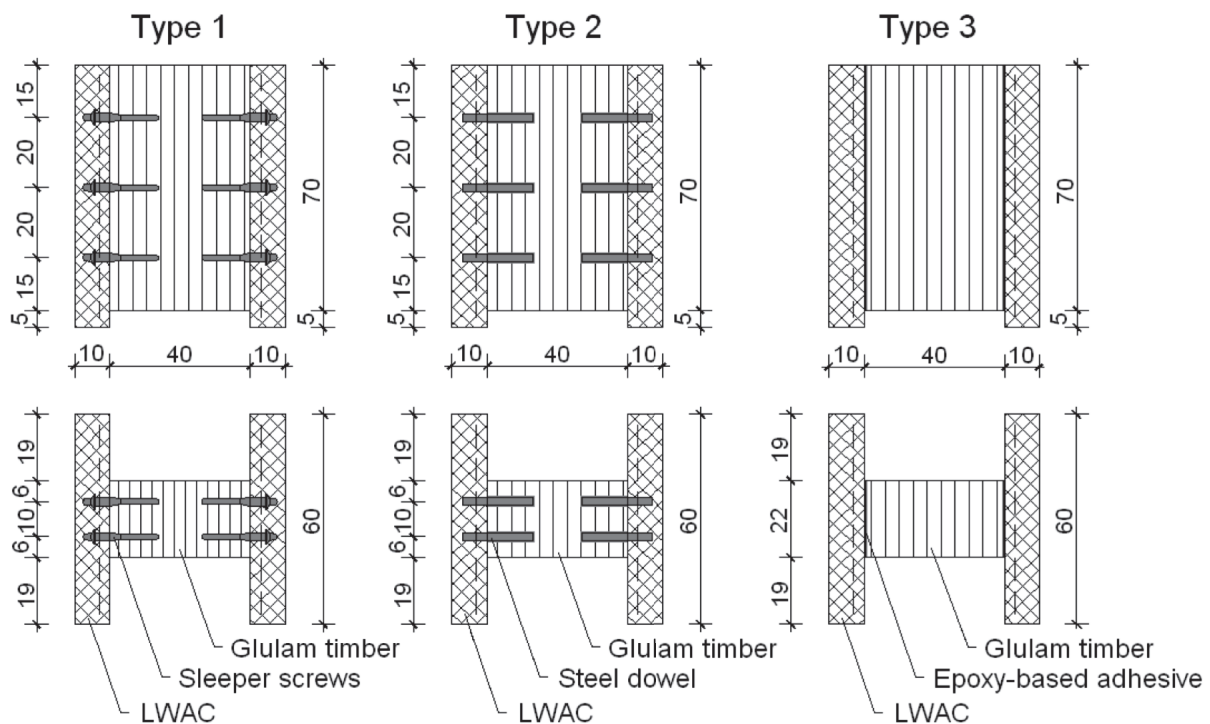


Figure I-18 : Epruvettes Push-out

Enfin les auteurs appliquent leur modèle à du béton ordinaire et trouvent que les résultats sont sensiblement les mêmes que ce soit avec la connexion par vis ou bien par goujon. Ils en concluent que l'utilisation d'un béton léger est possible surtout lorsque la masse de la structure est déterminante pour le projet.

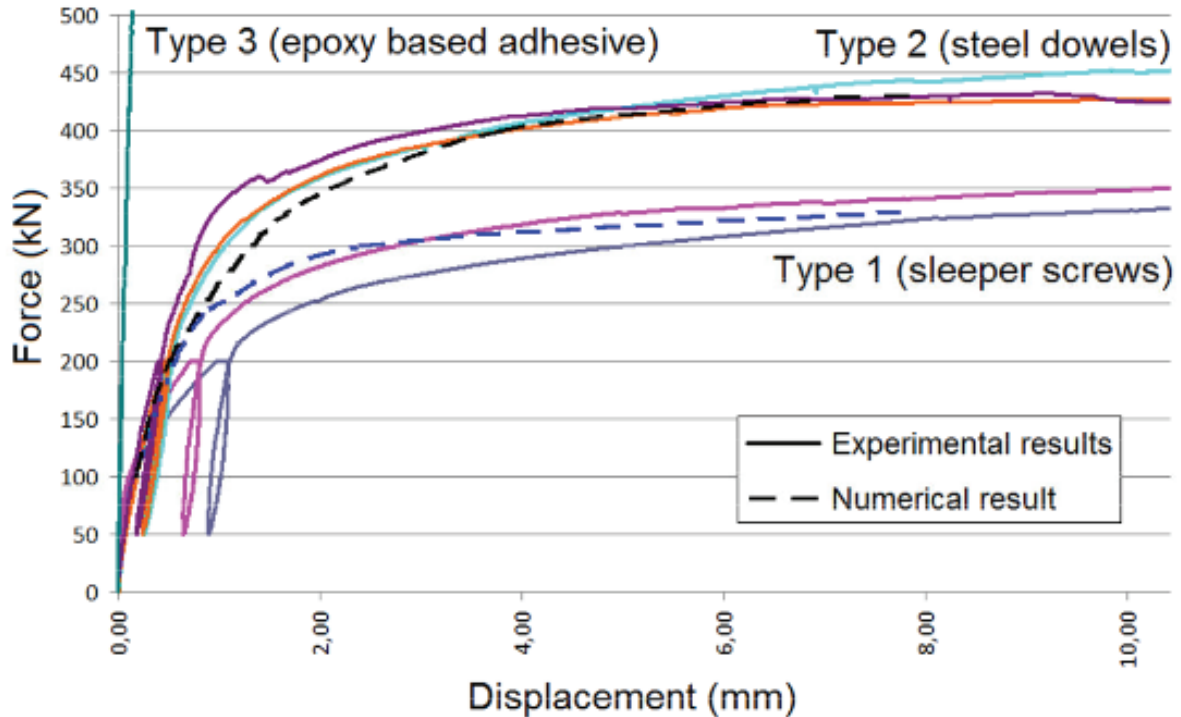


Figure I-19 : Courbes charge-déplacement des essais en cisaillement [Haiman and Turcic, 2013]

Il existe des modélisations de l'essai Push-out qui sont divisées en deux grandes familles, les modèles analytiques et les modèles numériques. Les modèles analytiques permettent d'avoir une approximation de la distribution des contraintes le long du joint de colle. En effet, plusieurs hypothèses sont faites qui simplifient l'analyse au détriment de la précision du modèle. Les modèles numériques sont eux plus précis mais demandent une analyse fine du problème pour économiser du temps de calcul.

I.3.4.1.1 Modèle analytique

- Analyse de Volkersen [Paroissien, 2006; Achache et al., 2015] :

L'essai push out pour les structures bois-béton provient de l'EC4 sur les structures mixtes acier-béton. Des auteurs ont réalisé des modèles pour prédire la distribution de contraintes à l'interface des matériaux. Le premier modèle a été élaboré par Volkersen en 1938 sur des essais de traction en simple recouvrement. Plusieurs hypothèses simplificatrices permettent d'avoir analytiquement les contraintes le long de l'interface. Il considère deux matériaux (1 et 2) assemblés par collage (Figure I-20). Du fait de l'excentricité des forces appliquées, un moment de flexion devrait apparaître dans son analyse, mais elle n'est pas prise en compte dans sa théorie. Il considère également que le joint de colle ne se déforme qu'en cisaillement et que les matériaux ont un comportement élastique.

La distribution des contraintes de cisaillement le long du joint de colle est de la forme :

$$\tau(x) = \tau_m \cdot \frac{\omega L}{2} \left[\frac{\cosh(\omega x)}{\sinh\left(\frac{\omega L}{2}\right)} + \frac{|E_1 e_1 - E_2 e_2|}{E_1 e_1 + E_2 e_2} \cdot \frac{\sinh(\omega x)}{\cosh\left(\frac{\omega L}{2}\right)} \right] \quad \text{Equation I-1}$$

avec

$$\tau_m = \frac{F}{bL} \text{ et } \omega = \sqrt{\frac{G}{e} \left(\frac{1}{E_1 e_1} + \frac{1}{E_2 e_2} \right)} \quad \text{Equation I-2}$$

F représente l'effort de traction appliqué, L est la longueur de collage, b est la largeur de collage, E_1 et E_2 sont les modules d'élasticité des substrats 1 et 2 respectivement tandis que e_1 et e_2 représentent leur épaisseur, G est le module de cisaillement de l'adhésif et e son épaisseur. Le terme τ_m représente la contrainte moyenne de cisaillement.

L'analyse de Volkersen sert de base pour toutes les modélisations analytiques des joints collés, les autres auteurs se sont inspirés de cette analyse et l'ont améliorée.

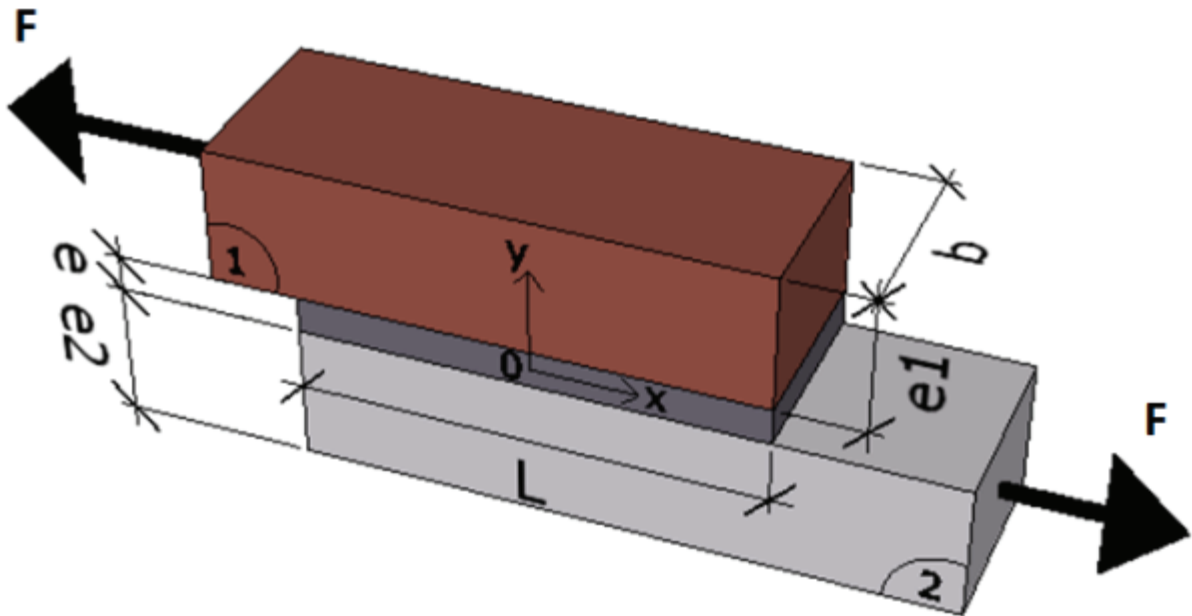


Figure I-20 : Schéma essai de traction à simple recouvrement

- Analyse de Goland et Reissner [Paroissien, 2006; Achache et al., 2015] :

Les travaux de Goland et Reissner en 1944 découlent de ceux de Volkersen. Ils apportent une amélioration du précédent modèle en intégrant le moment de flexion qui provient de l'excentricité des forces. Néanmoins, le comportement des matériaux est toujours considéré comme élastique. Ils considèrent également que les substrats sont identiques, ce qui n'est pas notre cas d'étude. Ils supposent que les déformations sont planes (profondeur \gg épaisseur des substrats), que les contraintes normales sont négligeables et que les contraintes de cisaillement ne varient pas dans l'épaisseur de l'adhésif.

Le moment de flexion M_0 et l'effort tranchant V_0 sont régis par les équations suivantes :

$$M_0 = \frac{1}{2} k_{gr} e_1 F \quad \text{Equation I-3}$$

$$V_0 = k_{gr} F \sqrt{3(1 - v_1^2) \frac{F}{E_1 e_1 b}} = 2k' \frac{e_1}{L} F \quad \text{Equation I-4}$$

où

$$k_{GR}^{-1} = 1 + 2 \tanh \left(\frac{3}{2} \sqrt{1 - v_1^2} \frac{L}{2e_1} \sqrt{\frac{F}{E_1 e_1 b}} \right) \quad \text{Equation I-5}$$

$$k' = \frac{1}{2} \frac{L}{e_1} \sqrt{\frac{3(1 - v_1^2)}{E_1 e_1 b}} k_{GR} \quad \text{Equation I-6}$$

Les termes k_{GR} et k' représentent respectivement un facteur du moment fléchissant et un facteur de force. D'après leur analyse, deux cas de figures existent :

- Cas 1 : couche de colle fine et de rigidité similaire aux substrats ($\frac{e}{E} \ll \frac{e_1}{E_1}$);
- Cas 2 : couche de colle fine et ses déformations ne sont pas négligeables ($\frac{e}{E} \gg \frac{e_1}{E_1}$).

Pour le cas deux, la distribution des contraintes de cisaillement T et de pelage S sont les suivantes :

$$T(x) = -\frac{F}{4bL} \left[(1 + 3k_{GR}) \frac{\beta \cdot L}{2e_1} \frac{\cosh\left(\frac{\beta x}{e_1}\right)}{\sinh\left(\frac{\beta L}{2e_1}\right)} + 3(1 - k_{gr}) \right] \quad \text{Equation I-7}$$

$$S(x) = \frac{F \cdot e_1}{4L^2 b \cdot \Delta} \left[\left(\frac{1}{2} R_2 \cdot \lambda^2 \cdot k_{GR} + \lambda \cdot k' \cosh(\lambda) \cdot \cos(\lambda) \right) \cosh\left(\lambda \cdot \frac{2x}{L}\right) \cos\left(\lambda \cdot \frac{2x}{L}\right) \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{2} R_2 \cdot \lambda^2 \cdot k_{GR} \right) \right. \\ \left. + \lambda \cdot k' \sinh(\lambda) \cdot \sin(\lambda) \right) \sinh\left(\lambda \cdot \frac{2x}{L}\right) \sin\left(\lambda \cdot \frac{2x}{L}\right) \left. \right] \quad \text{Equation I-8}$$

avec

$$\beta^2 = 8 \frac{G \cdot e_1}{E_1 \cdot e} \quad \text{Equation I-9}$$

$$\lambda = \frac{\mu L}{2e_1} \quad \text{Equation I-10}$$

$$\mu^4 = 6 \frac{E \cdot e_1}{E_1 \cdot e} \quad \text{Equation I-11}$$

$$R_1 = \cosh(\lambda) \sin(\lambda) + \sinh(\lambda) \cos(\lambda) \quad \text{Equation I-12}$$

$$R_2 = \sinh(\lambda) \cos(\lambda) - \cosh(\lambda) \sin(\lambda) \quad \text{Equation I-13}$$

$$\Delta = \frac{1}{2} (\sinh(2\lambda) + \sin(2\lambda)) \quad \text{Equation I-14}$$

- Analyse de Hart-Smith (1973) :

Hart-Smith pousse encore plus loin les études antérieures puisqu'il intègre le comportement élasto-plastique des matériaux (Figure I-21). Il part du même principe que Volkersen mais émet l'hypothèse qu'une partie du joint de colle se plastifie.

Il étudie les joints collés à double recouvrement, avec une jonction pas nécessairement équilibrée. Il pose donc les équations suivantes :

$$T_{moy} = \left[\left(1 - \frac{d}{L}\right) + \frac{\tanh(\eta_{HS} \cdot d/2)}{\eta_{HS} \cdot L/2} \right] T_p \quad \text{Equation I-15}$$

avec

$$\eta_{HS} = \sqrt{\frac{G}{E} \left(\frac{1}{E_1 e_1} + \frac{1}{E_2 e_2} \right)} \quad \text{Equation I-16}$$

D'une manière plus générale, il exprime la contrainte de cisaillement selon l'équation suivante :

$$T(x) = A \cdot \cosh(\eta_{HS} \cdot x) + B \cdot \sinh(\eta_{HS} \cdot x) \quad \text{Equation I-17}$$

$$A = \frac{T_p}{\cosh\left(\frac{\eta_{HS} \cdot d}{2}\right)} \quad \text{Equation I-18}$$

L et d représentent respectivement la longueur totale du collage et la longueur de colle dans la partie élastique. T_p est la contrainte de cisaillement plastique.

Pour un joint équilibré, soit $2E_1 e_1 = E_2 e_2$, $B=0$.

La valeur de d est obtenue en résolvant numériquement l'équation suivante :

$$\left[\eta_{HS} \frac{L-d}{2} + \tanh\left(\frac{\eta_{HS} \cdot d}{2}\right) \right]^2 = \left[\tanh\left(\frac{\eta_{HS} \cdot d}{2}\right) \right]^2 + 2 \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} \quad \text{Equation I-19}$$

où ε_e et ε_p représentent la déformation élastique et la déformation plastique respectivement.

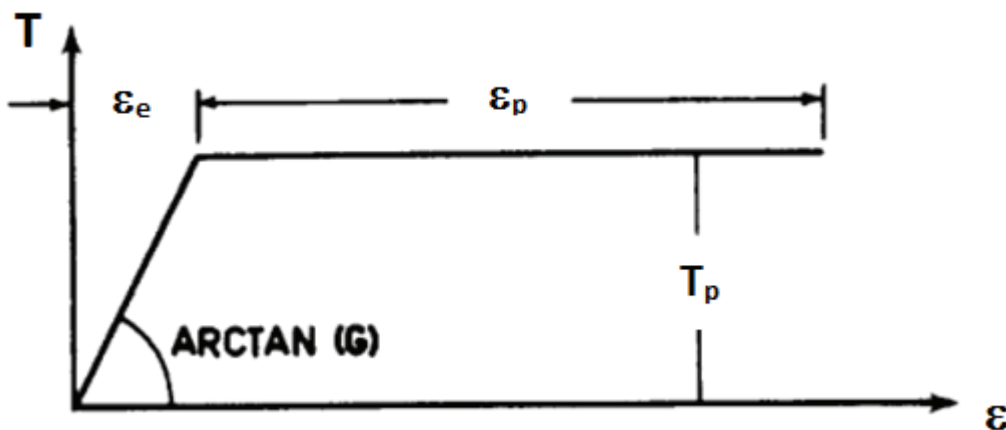


Figure I-21 : Propriétés des adhésifs selon [Hart-Smith, 1973]

I.3.4.1.2 Modèle Numérique

Les modèles analytiques nous permettent d'avoir une première approximation sur la distribution des contraintes. En effet, les hypothèses faites ne concordent pas totalement avec notre

cas d'étude, notamment pour traiter le cas des colles ayant un fort comportement non-linéaire ou des géométries complexes. Pour avoir un modèle plus représentatif de la réalité, il faut passer par les méthodes numériques. Certes ces méthodes sont plus précises mais elles demandent en contrepartie une analyse fine et une modélisation adéquate pour que les résultats soient cohérents. Le but est de déterminer la distribution des contraintes à l'intérieur du joint de colle mais également des informations au niveau des surfaces et des modes de rupture.

Premièrement, il y a les modèles 2D avec un comportement linéaire des matériaux [Nageswara Rao et al., 1982; Amijima and Fujii, 1987; Chien-Chang and Yee-Shown, 1993]. Puis, il y a eu les modèles à éléments finis classiques [De Castro San Roman, 2005; Si Larbi et al., 2007] et enfin les modèles 3D [Andruet et al., 2001; Gonçalves et al., 2002; Castagnetti and Dragoni, 2009; Nguyen and Kim, 2009]. Pour simplifier l'étude, les modèles utilisent les axes de symétrie pour ne modéliser qu'une partie de la structure. Des éléments de modélisation sont utilisés pour construire la structure étudiée. Plusieurs formes existent, notamment les tétraèdres ou les quadrilatères plans. Il en existe d'autres dont le choix est un critère important de la modélisation suivant le cas étudié. Le principe reste cependant le même quelle que soit la méthode de modélisation, 2D ou 3D.

I.3.4.2 Essai de traction

L'essai de traction est réalisé sur des éprouvettes collées, afin de solliciter le joint en cisaillement. Le déplacement ainsi que la force sont enregistrés jusqu'à la rupture. Les éprouvettes peuvent être soit collées, soit usinées selon les dimensions précisées par la norme [CEN NF EN 14869-2, 2004] lors que des supports solides sont collés. Pour étudier le collage entre un matériau souple et un matériau solide, d'autres essais ont été développés comme l'essai à simple ou à double recouvrement (cf. Figure I-22). L'essai à double recouvrement permet d'éliminer le moment de flexion à l'extrémité du joint collé qui peut influencer le mode de ruine d'après [Ferrier et al., 2011].

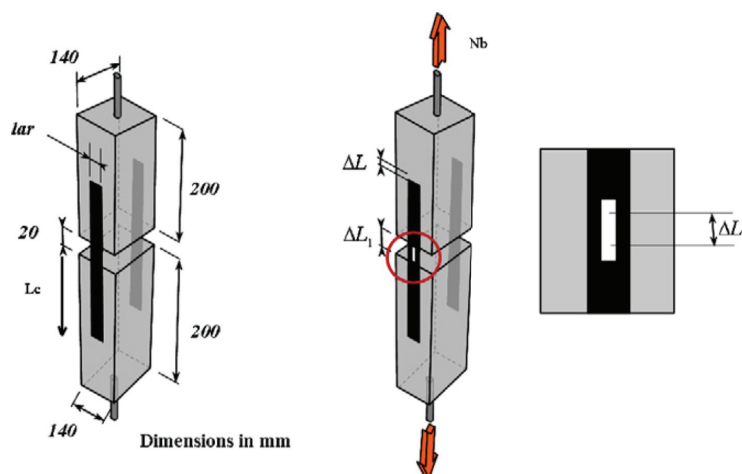


Figure I-22 : essai de cisaillement à double recouvrement [Ferrier et al., 2011]

Remarque : Il existe d'autres essais pour caractériser les joints de colle mais qui ne sont pas détaillés ici. Notamment les essais de torsion, traction-cisaillement de type Arcan ou encore les essais de cisaillement de type TAST [Bourgeois et al., 2009].

I.3.5 Durabilité des colles et des joints collés

Le collage de structure devra évoluer dans son environnement de manière durable et sans perte importante de propriétés. Il existe trois grands facteurs qui influencent la durabilité des joints de colle : son environnement, les matériaux en jeu et les efforts appliqués. Le facteur environnemental peut être divisé en deux sous-facteurs qui sont l'humidité et la température, principales causes de dégradation des colles.

[Custódio et al., 2009] fait un état de l'art des principaux facteurs agissant sur la durabilité des joints de colle. Ces facteurs sont détaillés dans les paragraphes suivants.

I.3.5.1 Effet de l'humidité

De nombreuses études ont été menées sur l'influence de l'humidité ou la teneur en eau sur les propriétés des joints collés.

L'eau a différentes actions sur la colle. Une plastification peut être observée tout comme un gonflement [Custódio et al., 2009], mais aussi un meilleur degré de polymérisation de la colle quand une faible quantité d'eau est présente lors de la réticulation de l'adhésif ou au contraire lorsque trop d'eau est présente, la colle présente un grand volume libre qui permet une absorption facilitée d'eau [Backelandt, 2005].

La plastification et gonflement de la résine est un phénomène réversible. Les propriétés mécaniques de la colle diminuent mais elle peut retrouver une partie de ses caractéristiques lors du séchage.

Certains auteurs ont étudié l'influence de l'essence du bois et du type de colle pour la réparation des structures en bois [Wheeler and Hutchinson, 1998]. Pour leur expérimentation, quatre adhésifs dont deux époxydes et deux polyuréthanes sont utilisés dans des essais de cisaillement en compression. Le bois utilisé est soit du chêne soit du douglas. La teneur en eau du bois varie entre trois valeurs (10, 18 et 22% ou plus), qui correspondent aux trois classes de service du bois définies dans l'Eurocode 5 au paragraphe 2.3.1.3 [CEN NF EN 1995-1-1, 1995]. D'après les résultats obtenus, les époxydes permettent un collage malgré une teneur en eau supérieure à 22%, sans changement du mode de rupture et sans perte importante dans la résistance en cisaillement du joint.

D'autres auteurs [Broughton and Hutchinson, 2001] trouvent des résultats contradictoires. Ils ont effectué des essais pull-out avec différentes époxydes, deux essences de bois (frêne et douglas), deux types de renfort (acier et PRF) et deux conditions de cure pour les colles. L'humidité du bois variait entre 10 et 38% lors du collage. Il en résulte qu'augmenter l'humidité du bois fait varier le lieu

et le mode de rupture. De plus pour une teneur en eau supérieure à 22%, une perte de résistance pour l'essai pull-out est observée quel que soit l'adhésif ou le renfort utilisés.

I.3.5.2 Effet de la température

La température impacte les colles sur plusieurs points tels que le fluage, la fatigue ou la résistance au feu. Bien que les résines époxydiques aient été utilisées pour réparer des structures en bois, elles peuvent parfois avoir une perte de résistance à des températures relativement « basses » (supérieures à 40°C). [Cruz and Custódio, 2006] étudie deux résines époxydes sous chargement thermomécanique. Les résultats qu'ils obtiennent sont présentés en Figure I-23. Ils remarquent que le comportement mécanique des colles époxydiques testées est largement influencé par la température de l'essai et que des pertes importantes de résistance peuvent avoir lieu pour des températures supérieures à 30-40°C. Se pose alors le problème en incendie où la température dépasse largement et rapidement 40°C, d'où une réticence d'utilisation des résines. De même, une exposition à des hautes températures, par intermittence ou de manière prolongée, provoque des dégradations de l'adhésif.

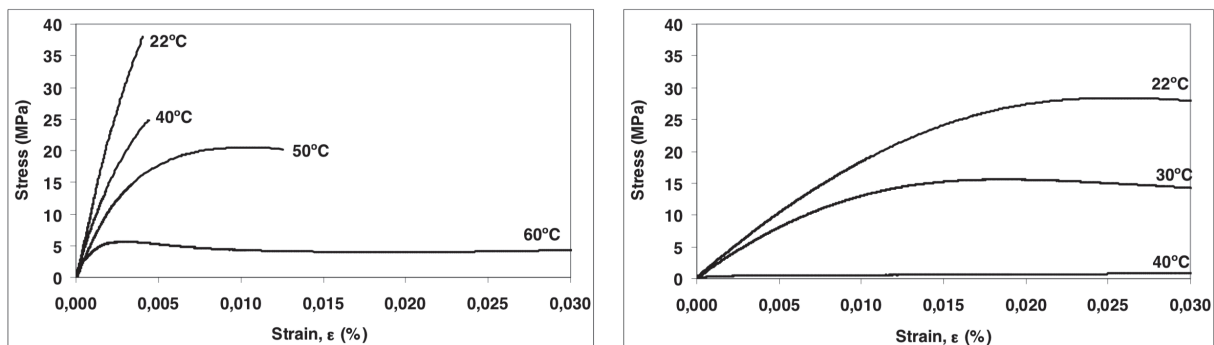


Figure I-23 : Courbes contrainte-déformation de deux époxydes à différentes températures [Cruz and Custódio, 2006]

Outre la température, une combinaison avec l'humidité et des charges est souvent à prendre en compte lors de la durée de service de la structure. A court terme, il y a diminution des propriétés lors de l'augmentation de la température et de l'humidité. Si la structure sollicitée reste dans le domaine élastique, un retour aux caractéristiques initiales peut se produire. A long terme, la dégradation de la colle est fonction de la température, de l'humidité et de l'effort appliqué [Custódio et al., 2009].

Certains justifient l'utilisation des résines dans la réparation du bois en affirmant que la température au sein du joint de colle n'est pas la même que celle du bois soumis à un incendie. Vu que la conductivité thermique du matériau bois est faible et que l'adhésif est à l'intérieur du bois, les hautes températures n'atteignent pas le joint collé. Cependant, ce n'est pas ce que les études menées par Aicher et al en 1998 et 2002 dans [Custódio et al., 2009] démontrent sur la température d'un joint de colle soumis à un cycle thermique. Les conclusions de cette étude étaient que la température du

joint était quasiment identique à celle du cycle imposé (1 à 3°C pour une section de bois 115x115mm²), avec néanmoins un décalage d'environ 2 à 3h.

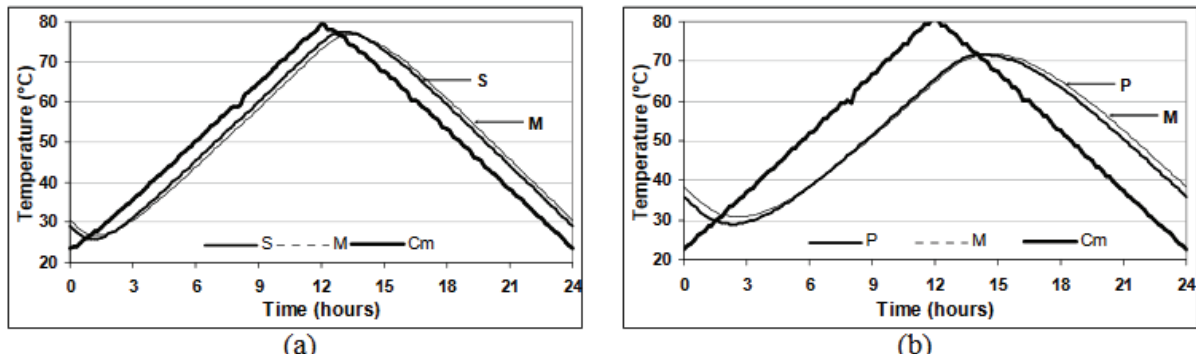


Figure I-24 : Température externe (triangulaire) et du joint de colle (sinusoïdal) pour les spécimens : (a) épicéa avec section de 7,6x7,6cm² longueur de collage 3cm ; (b) pin avec une section de 12,5x12,5cm² longueur de collage 5,5cm

Dans la littérature d'autres auteurs retrouvent des résultats similaires concernant la température du joint de colle [Cruz and Custódio, 2006; Custódio et al., 2009]. Plus l'épaisseur du bois est importante et moins le joint subit l'effet de la température (Figure I-24). D'après ces auteurs, la température du joint suit celle imposée à l'extérieur avec un retard de 1 à 2,5h en fonction de l'épaisseur du bois. Les températures maximum et minimum dans le joint sont amorties entre 2 et 10°C. Ce décalage temporel permet de respecter certaines demandes de la réglementation incendie en garantissant le temps nécessaire à l'évacuation des usagers.

I.3.5.3 Influence des matériaux

Il paraît évident que les matériaux utilisés ont une importance capitale sur la durabilité. Plus les matériaux seront de qualité et durable, plus les structures auront un bon comportement au cours du temps. Plusieurs paramètres entrent en jeu : les supports, la colle, le joint, la distance par rapport à une surface contaminée, l'étalement de la colle ou la présence d'air/volatile piégé [Pizzi and Mittal, 2003; Custódio et al., 2009].

La première chose à faire pour obtenir un bon collage c'est de préparer les surfaces car cela permet de rapprocher les adhérents, d'avoir une surface fraîchement usinée et plane en éliminant les saletés et autres contaminants et enfin avoir une surface mécaniquement favorable à l'étalement et la pénétration de la colle. Lors de l'usinage du bois, concrètement les liaisons entre les molécules du bois sont rompues ce qui laisse la place pour des liaisons avec d'autres molécules comme celle de la colle. Cependant, plus le bois est exposé à l'environnement et plus ces sites de liaisons possibles sont remplis par des polluants, poussières et autres molécules provenant de son environnement. Il faut faire attention cependant aux dommages mécaniques lors du rabotage du bois ou à des températures trop fortes qui peuvent altérer chimiquement le bois et détruire ces sites de liaison disponibles. Si ces sites de liaison ne sont plus disponibles pour le collage, la surface du bois est dite

inactive. Pour empêcher et limiter l'inactivation de la surface, il faut sécher le bois avec précaution sans trop le chauffer et puis le raboter dans les 24h avant le collage selon [Custódio et al., 2009].

I.3.5.4 Force en jeu

En plus des facteurs environnementaux et des matériaux utilisés, il convient de prendre en considération les efforts que vont subir la structure. Le but d'un joint de colle est de transmettre ses efforts d'un adhérent à un autre.

La rigidité des matériaux collés est un des facteurs importants. Les forces transmises sont au minimum quand les matériaux sont rigides et la colle plus souple (polyuréthane par exemple) tandis qu'elles sont maximums pour des matériaux flexibles (bois) et des colles rigides du type époxyde.

MATERIAU	Module en traction (GPa)	Résistance traction (MPa)	Résistance cisaillement (MPa)
Epoxy	1.0 – 7.0	20 – 35	25 – 35
Acrylique	0.5 – 0.7	15 – 20	22 – 35
Polyuréthane (PU)	0.5	30	15
Phénol-résorcinol-formaldéhyde	0.5	15	15
LVL (parallèle au fil)	10.8	100	5
Acier	210	500	250

Tableau I-9 : Caractéristiques de différents adhésifs et matériaux à 20°C [Broughton and Hutchinson, 2001]

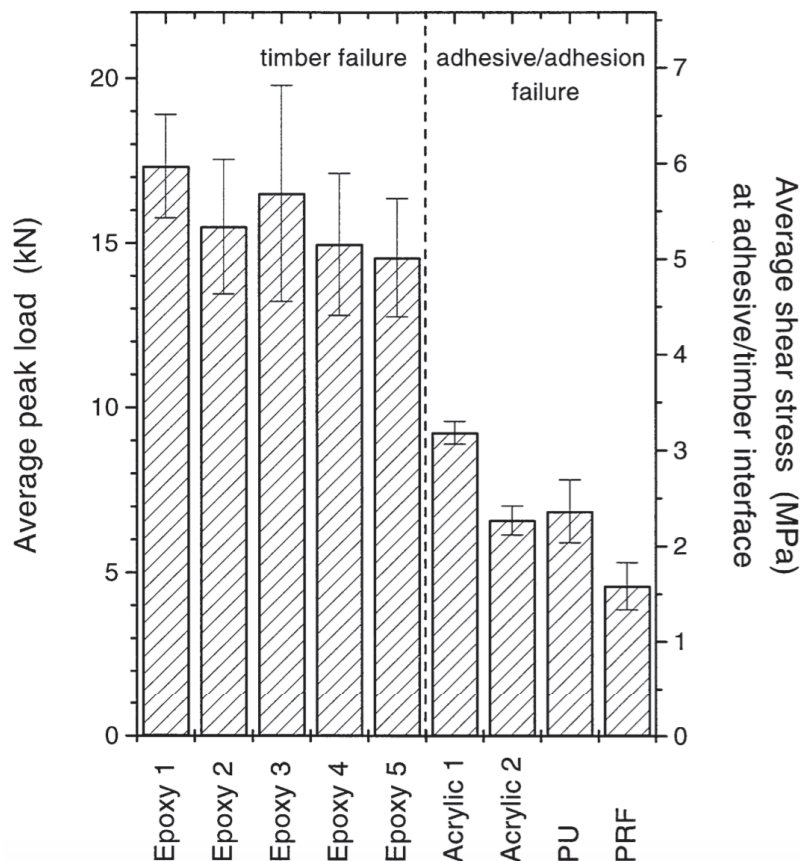


Figure I-25 : Influence du type de résine lors d'un essai pull-out [Broughton and Hutchinson, 2001]

Par exemple le Tableau I-9 et la Figure I-25 sont extraits de la littérature [Broughton and Hutchinson, 2001]. Il est clair que les adhésifs ayant un module en traction supérieur ont une contrainte au cisaillement à l'essai pull-out plus importante. Il est également intéressant de voir que les résines époxydes sont limitées par la rupture du bois.

Les joints de colle doivent reprendre les charges de la structure. Plusieurs modèles existent et permettent de visualiser les contraintes en cisaillement le long du joint [Demarkles, 1955] (Volkersen 1938, Goland et Reissner 1944, Demarkles 1955, Erdogan et Ratwani 1971). Il convient donc de bien choisir la géométrie du joint afin qu'il soit le plus résistant possible. Ainsi les sollicitations ne dégraderont pas les propriétés de la colle.

II STRUCTURE BOIS-BETON

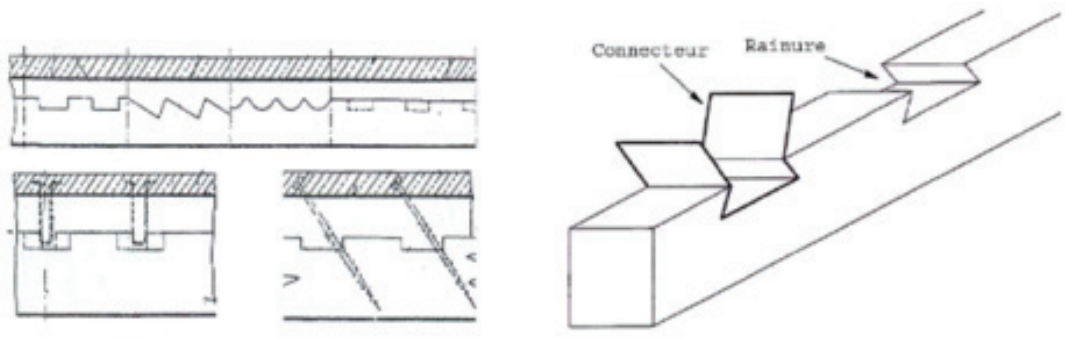
Dans cette partie, il est question de référencer les différents systèmes hybrides bois-béton qui ont déjà été étudiés dans la littérature (chercheurs académiques ou industriels). Ces systèmes peuvent se composer de poutres, planchers ou murs. L'étude est divisée suivant deux catégories, les porteurs horizontaux ou verticaux. Avant de répertorier les différents concepts existants, une étude sur la connexion entre le bois et le béton permet d'inventorier les différents modes constructifs.

II.1 CONNEXION BOIS-BETON

Pour réaliser des éléments hybrides, il faut pouvoir les connecter entre eux. Plusieurs moyens sont à disposition et ont été étudiés dans la littérature. Il est possible de définir trois catégories regroupant les différentes familles de liaisons qui sont les connecteurs locaux, les connecteurs métalliques continus et enfin la connexion par collage. Dans ce paragraphe II.1, une présentation des différents systèmes de liaisons est proposée. Des résultats ne seront pas exposés ici mais dans les paragraphes suivant II.2.

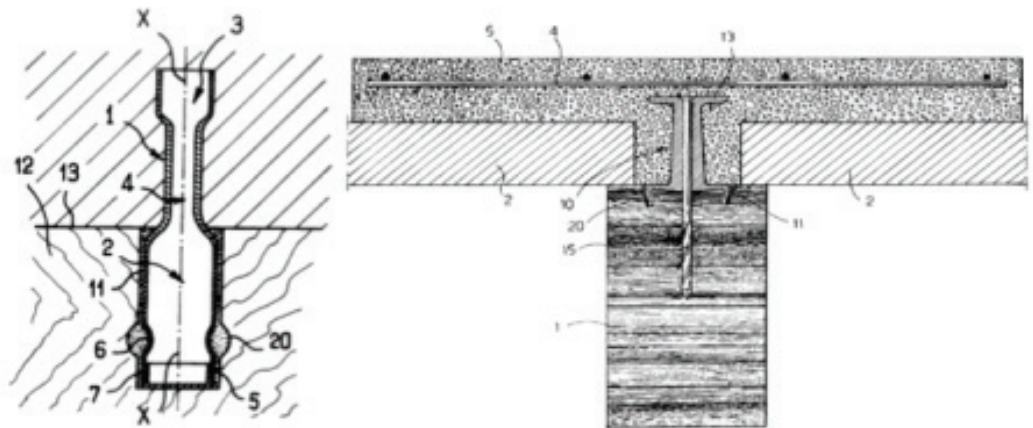
II.1.1 Connecteurs locaux

Cette connexion fait appel à des outils comme les clous, les boulons, les tiges ou les tubes. Des encoches peuvent également servir à créer un point d'ancrage. Peu importe la technologie employée, le but est de positionner des organes mécaniques précisément et stratégiquement dans la structure pour reprendre et transmettre les efforts. La Figure II-1 présente quelques visualisations de brevets avec des connecteurs locaux.



(a) [Schaub, 1929]

(b) [Martino, 2005]



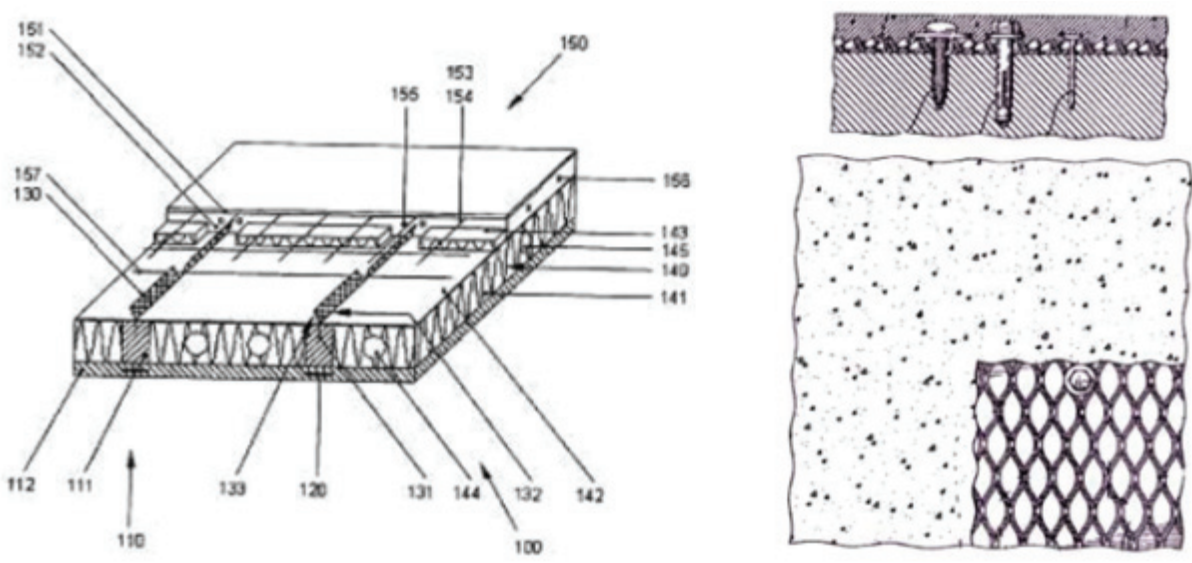
(c) [Hentges, 1997]

(d) [Natale, 2000]

Figure II-1 : Exemples de brevets par connexion locale de plancher bois-béton [Pham, 2007]

II.1.2 Connecteurs métallique continus

Les connecteurs métalliques continus permettent d'augmenter la surface de connexion, en améliorant ainsi la transmission des efforts, donc la viabilité de l'assemblage. Ce sont par exemple des plaques à pointes ou des rubans (Figure II-2).



(a) [Bettex, 1994]

(b) [Aitcin et al., 1998]

Figure II-2 : Connexion bois-béton par connecteurs métalliques continus (a) Plaques à pointes métalliques (b) Ruban

II.1.3 Connexion par collage

Enfin le collage permet d'assembler les matériaux bois et béton avec la surface la plus grande possible. Il existe différentes méthodes de collage : étalement à la spatule ou au rouleau, pulvérisation, application d'un film, etc... De plus le béton peut être soit préfabriqué soit coulé directement sur la résine. Chaque méthodologie a des avantages et des inconvénients qui suivant les exigences d'un projet de chantier pourront être déterminants.

[Brunner and Gerber, 2002] ont réalisé un plancher bois-béton par coulage du béton sur le bois qui avait reçu au préalable la colle (Figure II-3).

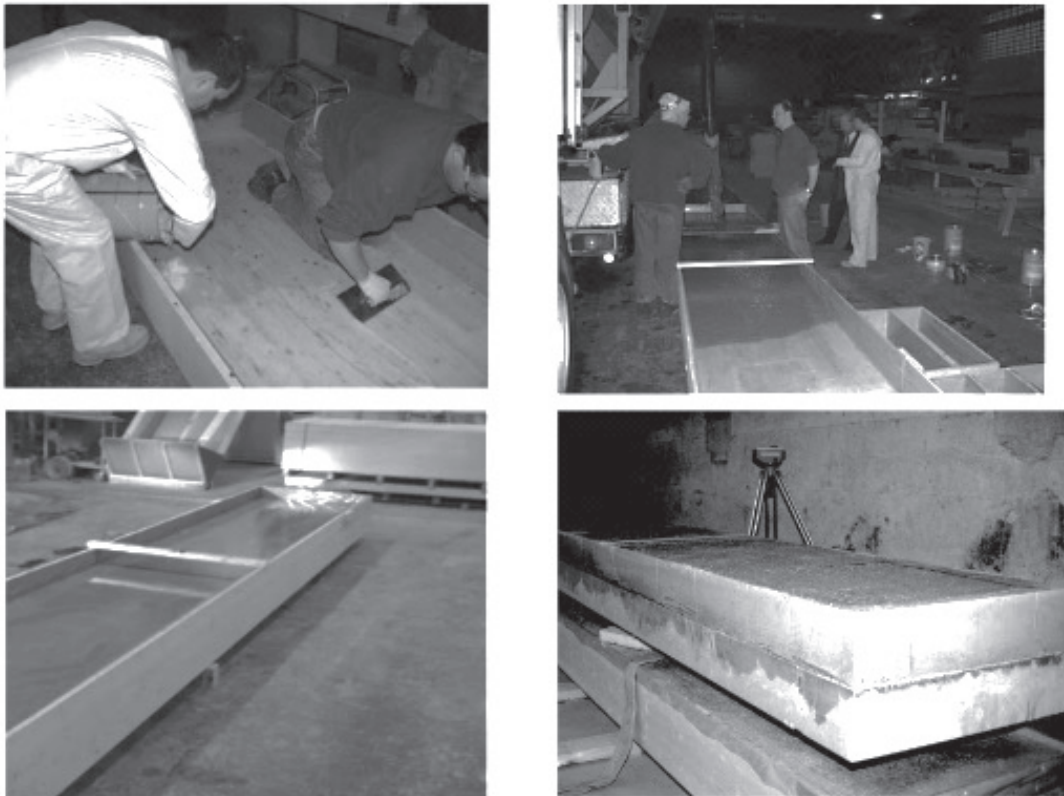


Figure II-3 : Plancher bois-béton par coulage du béton sur système « bois et colle fraîche » [Brunner and Gerber, 2002]

Par contre dans le cadre des travaux de Pham (Figure II-4), une poutre béton préfabriquée est collée sur une poutre bois, le tout étant maintenu sous pression pour assurer un collage optimisé.

Il est possible d'identifier deux méthodes d'assemblage, une dite « voie humide » et une autre dite « voie sèche ». La voie humide permet un coulage du béton sur les éléments « bois+colle ». La réalisation se fait donc sur chantier comme pour une solution béton armé classique, par contre il faut faire attention à ne pas enlever l'adhésif présent sur le bois. De plus d'autres phénomènes doivent être maîtrisés comme le retrait du béton frais, l'humidité du béton sur le bois ou encore le temps de séchage. Pour la voie sèche, le béton est préfabriqué avant le collage. Les éléments bois et béton préfabriqués sont souvent livrés sur chantier où il ne reste plus que le montage à réaliser. Un gain de

temps sur chantier est réalisé mais une étude précise est à réaliser en amont et une maîtrise des techniques de collage est impérative.



Figure II-4 : Poutre bois connectée par collage avec du béton préfabriqué [Pham, 2007]

II.2 PORTEURS HORIZONTAUX

Les porteurs horizontaux sont constitués des éléments tels que les poutres, les planchers ou les dalles. Beaucoup d'études se concentrent en premier lieu sur des essais sur poutre, puis dans un second temps sur les planchers.

II.2.1 Les planchers traditionnels

Les planchers traditionnels sont souvent réalisés soit en bois soit en béton. Il existe plusieurs systèmes constructifs, mais ici seuls sont présentés les principaux planchers rencontrés dans les domaines de la construction bois ou béton.

II.2.1.1 Les planchers bois

Les planchers en bois sont composés essentiellement d'un système de solivage et d'une dalle. Les dalles sont soit des panneaux massifs Cross Laminated Timber (CLT) ou des panneaux OSB ou CTBS. Les panneaux CLT (Figure II-5) sont constitués de planches de bois massifs croisées perpendiculairement tandis que les panneaux OSB sont constitués de particules de bois orientées et collées. Les solives sont disposées pour reprendre la dalle et assurer la descente de charge sur les murs. Il existe plusieurs systèmes de fixation dont les plus courants sont les vis, les clous, les boulons

ou les sabots... Etant donné la souplesse du matériau et sa sensibilité aux variations hygrométriques, les déplacements et déformations sont souvent dimensionnant lors des vérifications des normes, ce qui limite l'usage de ce type de plancher à des petites portées (< 6 m). Pour de grandes portées, les dimensions des sections transversales deviennent trop importantes. Mais l'avantage du bois réside dans sa légèreté et le montage rapide sur chantier. En outre, il possède un bon comportement thermique, acoustique et au feu.



Figure II-5 : Panneaux CLT

II.2.1.2 Les planchers béton

Les planchers en béton sont très répandus dans les constructions actuelles. Effectivement, le béton est bien connu et utilisé depuis des années. Plusieurs techniques constructives existent dont les plus répandues sont les dalles coulées en place, les prédalles et enfin les dalles alvéolaires. Il existe également les planchers de type poutrelle-hourdis ou collaborant acier-béton.

La dalle coulée (Figure II-6) est constituée d'un ferrailage disposé dans un coffrage qui est rempli de béton. Il est nécessaire d'étayer le plancher. Cela demande du temps et du matériel conséquent par contre il est possible de réaliser des formes quelconques avec des reprises de bétonnage. En général la portée est limitée à 10 m pour des épaisseurs comprises entre 20 et 30 cm.

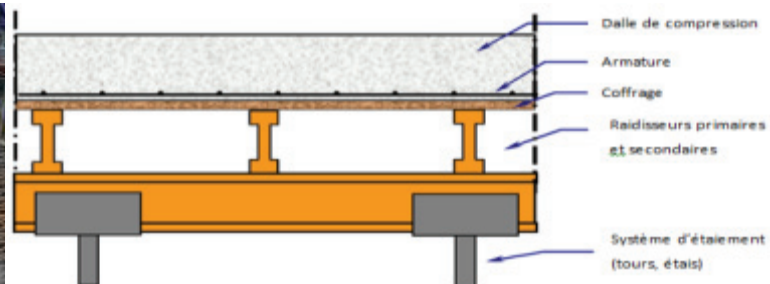


Figure II-6 : Dalle coulé en place, exécution et principe

La prédalle est une amélioration du plancher coulé en place. Une partie du plancher est préfabriquée et amenée sur chantier (prédalle cf. Figure II-7). Il reste donc à couler l'autre partie de la dalle sans nécessité d'avoir autant de coffrage que pour la dalle coulée. L'étaie est facilité également. Il faut néanmoins avoir des moyens de levage et de la place sur chantier pour le stockage. Ce type de plancher permet donc un gain d'exécution pour des performances similaires à la dalle coulée. Il faut également noter la présence de joints entre les prédalles. Si la préfabrication est réalisée en usine, la largeur des prédalles est conditionnée par le gabarit routier tandis que si c'est de la préfabrication foraine, il faut prévoir une aire de préfabrication. Ils existent deux types de prédalles, soit en BA classique avec des portées de l'ordre de 6 m, soit en béton précontraint avec des portées de 10 m au maximum. Dans tous les cas, l'épaisseur des prédalles est comprise entre 4 et 12 cm pour une épaisseur totale de plancher comprise entre 15 à 30 cm.



Figure II-7 : Plancher à prédalle

Enfin la dalle alvéolaire en Figure II-8, qui améliore le système prédalle. Il s'agit d'une dalle en béton précontrainte préfabriquée, à laquelle un béton de clavetage vient fermer l'ensemble. Une dalle de compression peut parfois venir terminer le plancher. Le système est basé sur le même concept que les planchers à prédalle. La précontrainte permet d'avoir des performances mécaniques supérieures aux deux autres systèmes. Ainsi pour une portée max de 6 m pour les planchers coulés, la dalle alvéolaire permet d'atteindre des portées de 15 m, pour des épaisseurs totales de 12 à 40 cm. Elle a l'avantage d'être préfabriquée, et permet une cadence de pose rapide sans besoin nécessaire d'étaie. De plus, la présence d'armatures complémentaires n'est pas systématique. Par contre le coût est plus élevé par rapport à une solution traditionnelle, il faut des engins de levage puissants (masse surfacique importante : environ 400 kg/m² pour une épaisseur de 30 cm) et les percements sont à limiter.

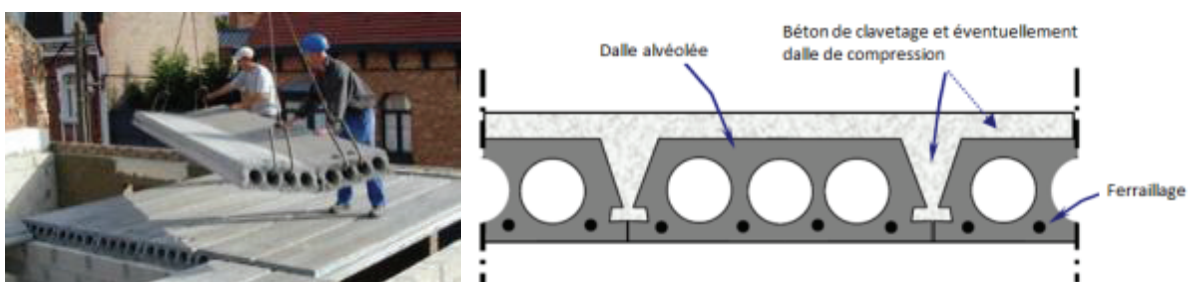


Figure II-8 : Dalle alvéolaire

II.2.2 Les planchers mixtes bois-béton

Dans cette partie sur les structures mixtes, une première recherche a été effectuée sur les poutres hybrides. Puis l'étude a été élargie sur les planchers bois-béton.

II.2.2.1 Poutres bois-béton

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement des poutres au travers de l'essai de flexion [Brunner and Gerber, 2002; Pham, 2007]. Il en ressort que les poutres bois-béton collées présentent un comportement plus rigide que celles connectées par des ancrages mécaniques. Ceci vient du fait que la répartition des contraintes est plus uniforme dans le joint de colle. En effet, les connecteurs mécaniques favorisent les concentrations de contrainte qui engendrent de la fissuration et donc un glissement au niveau des interfaces. Le collage permet donc d'avoir des sections qui travaillent ensemble avec très peu de glissement. Néanmoins, il est à noter que les connecteurs métalliques permettent un comportement ductile lors de la rupture contrairement au collage où la ruine est très brutale et sans signe annonciateur comme l'illustre la Figure II-9.

La raideur, rapport de la force sur la flèche, est un point très important pour les porteurs horizontaux puisque dans le cadre des constructions bois la flèche est souvent l'élément dimensionnant des planchers à l'Eurocode aux états limites de service. Plus la raideur sera élevée et moins les déplacements seront importants.

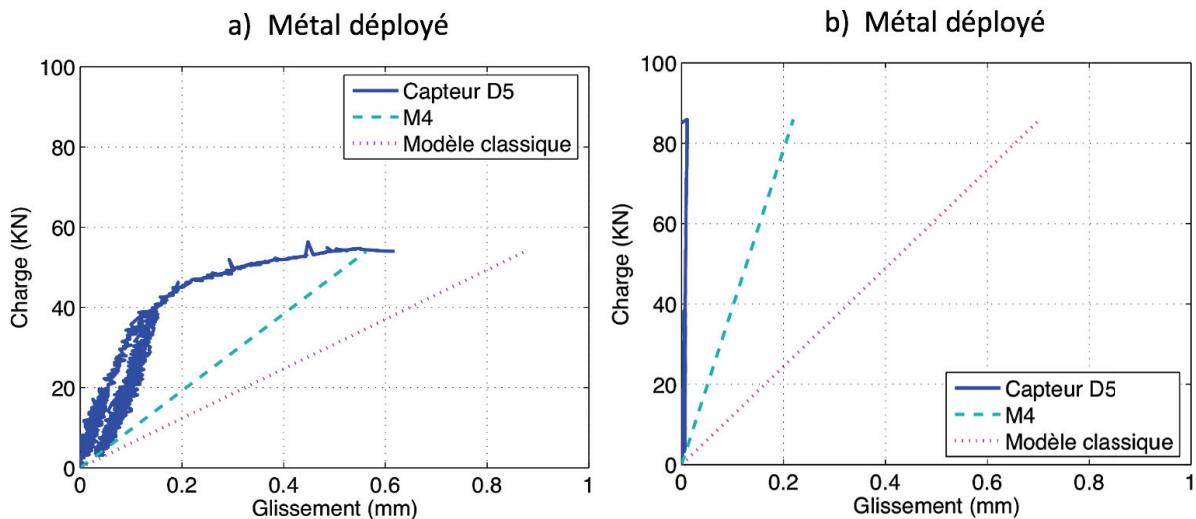


Figure II-9 : Courbe charge-glissement lors de tests de flexion sous des poutres hybrides avec différentes connexions a) bande de métal déployé (connexion continue) et b) collage [Pham, 2007]

Pham a étudié le comportement de 19 poutres en flexion 3 points. Ces poutres de 1,3 m de long, 0,09 m de large et 0,185 m de haut dont 0,05 m de béton et 0,135 m de bois ayant une portée de 1 m sont assemblées par différents systèmes de connexion (Figure II-10). La Figure II-11 illustre bien les différences entre des poutres connectées localement, en continu et par collage. Il a montré qu'en moyenne, la raideur était de 12 kN/m pour des connecteurs locaux, de 17,8 kN/m pour des

connecteurs continus et enfin de 23,8 kN/m pour le collage. Soit une augmentation par rapport à des connecteurs locaux de 48% et de 99% pour des connecteurs continus et le collage respectivement. Cette dernière technique permet donc de pratiquement doubler la raideur par rapport aux connecteurs locaux. Il aurait été intéressant de comparer les différents systèmes de liaisons en prenant en considération la surface de cisaillement à l'interface des matériaux. En ramenant les résultats de la raideur par rapport à la surface cisailée, il est ainsi possible de normaliser les résultats pour une comparaison plus objective.

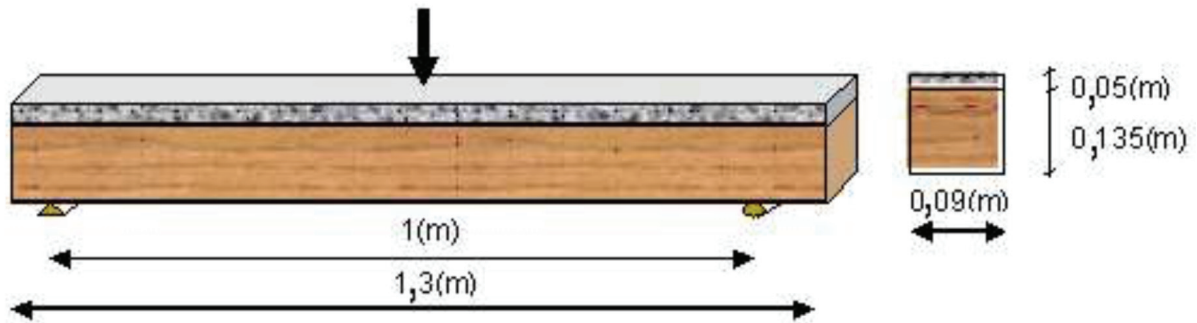


Figure II-10 : Dimensions des poutres testées en flexion 3 points par [Pham, 2007]

Brunner et Gerber, de leur côté, montrent que le glissement entre le bois et le béton d'un prototype de pont composite collé est inexistant. La liaison est donc de bonne qualité et permet d'augmenter les performances mécaniques du pont comparé à un assemblage classique bois-béton avec des connecteurs.

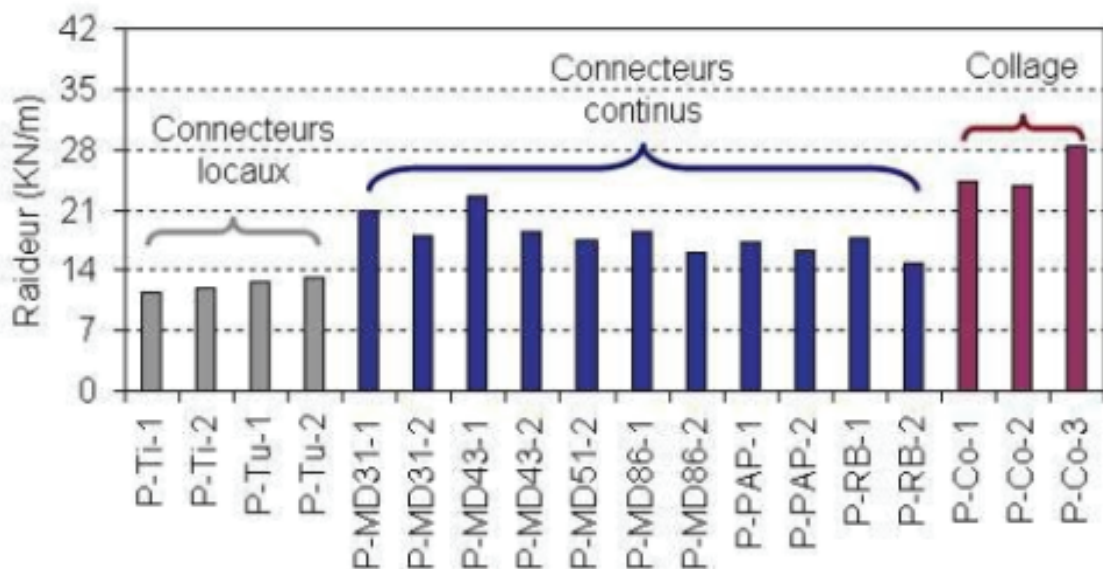


Figure II-11 : Raideur de différentes poutres [Pham, 2007]

Concernant les rigidités de flexion des structures hybrides soumis à la flexion, des auteurs ont montré que le collage du bois et du béton apporte de nombreux avantages. En plus de diminuer la flèche à mi-portée, la force à la rupture est augmentée et le glissement entre les deux matériaux est quasiment nul, ce qui permet d'avoir des sections qui restent planes au cours de la sollicitation.

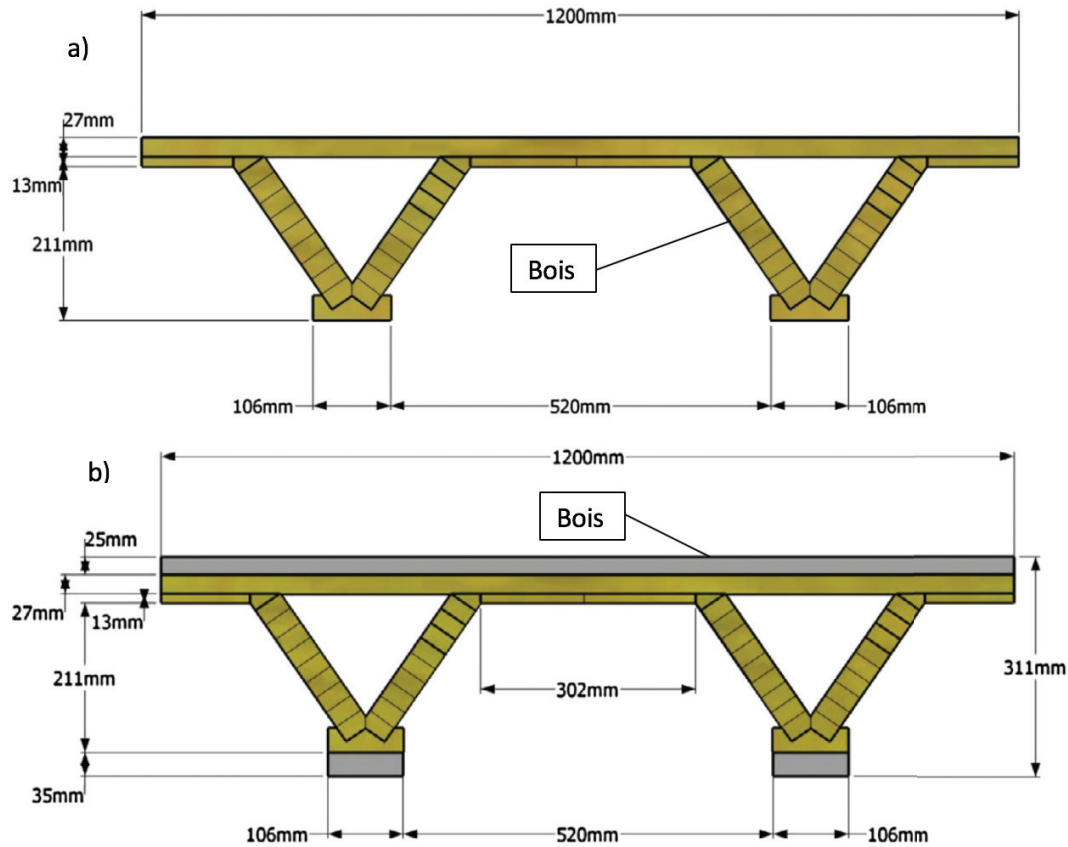


Figure II-12 : Géométrie de la section des panneaux testés par [Ferrier et al., 2014]

Les Figure II-12 et Figure II-13 suivantes sont extraites des travaux de [Ferrier et al., 2014]. Les données recueillies montrent bien l'intérêt d'associer par collage le bois et le béton.

La Figure II-13a) permet d'apprécier les avantages au niveau des déplacements et de la force de rupture lorsque du béton vient renforcer du bois. En effet, d'un panneau standard en bois (panel 2), un premier renforcement est effectué dans la partie inférieure avec du BFUP et des armatures (panel 3), tandis que le plancher « panel 4 » possède un renforcement inférieur comme le plancher « panel 3 » mais également un renforcement supérieur avec du BFUP. Pour une charge de 20 kN, les déplacements observés sont respectivement de l'ordre de 80, 27 et 15 mm pour les planchers 2, 3 et 4, soit une diminution de 66% et 81% pour le plancher 3 et 4 par rapport au plancher 2. Autrement dit, par rapport à la référence (panel 2), le renforcement permet de diminuer les déplacements d'un facteur d'environ 3 et 5 pour les panneaux 3 et 4. De plus la force de rupture est pratiquement triplée lorsqu'un renforcement est présent. Il faut tout de même mentionner que la section n'est pas exactement la même puisque les parties en béton viennent se rajouter à la structure de bois.

La Figure II-13b) présente les déformations d'une section plane à différents niveaux de chargement pour une poutre composite en bois renforcée en partie inférieure et supérieure par du BFUP. Ce profil de déformation montre que les sections restent quasiment planes jusqu'à la rupture, ce qui permet d'en déduire que le glissement entre les parties bois et béton sont très faibles.

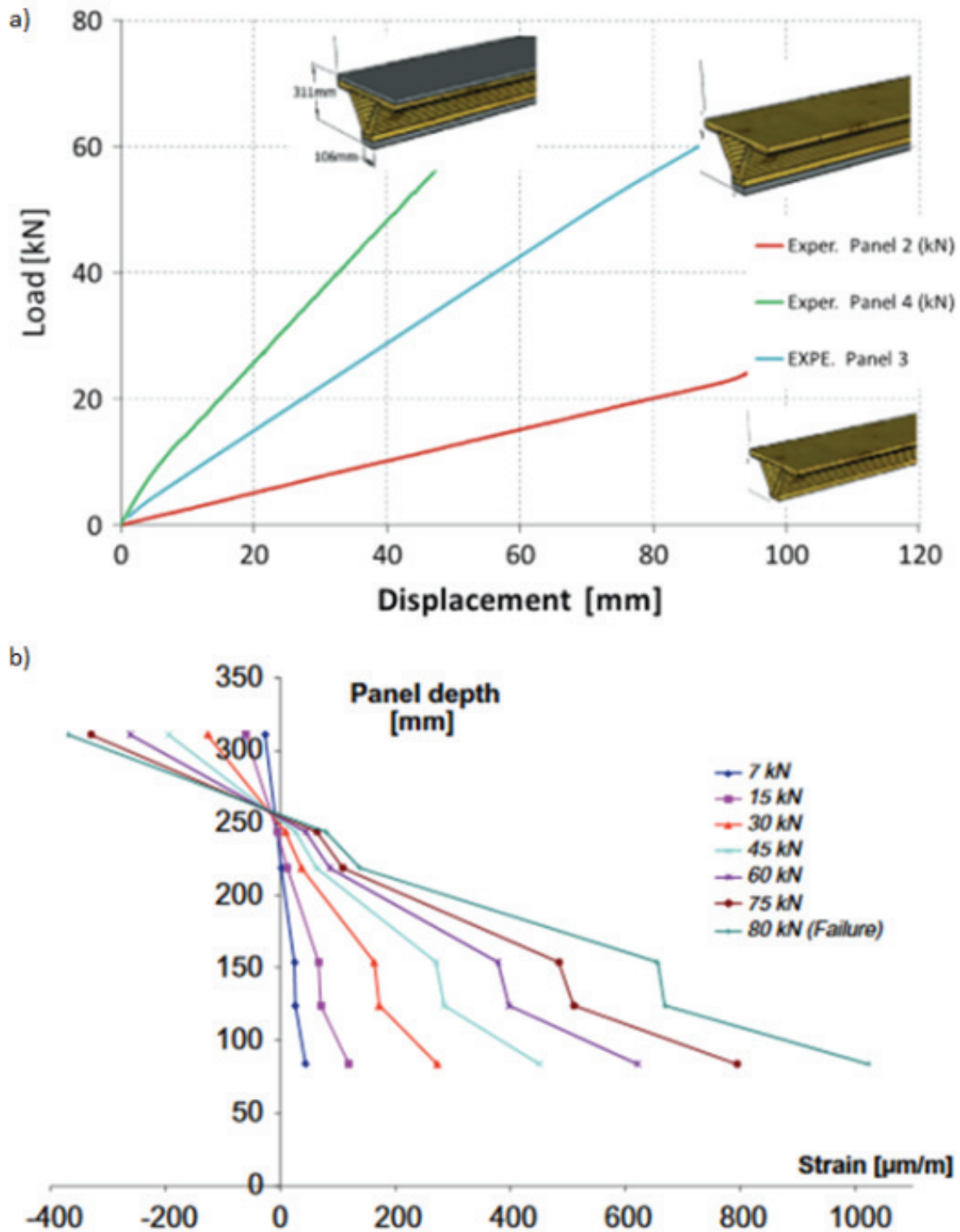


Figure II-13 : Essai de flexion (a) Courbe Force-déplacement de trois panneaux (b) profil de déformation d'une section [Ferrier et al., 2014]

La liaison assurée par le collage est donc de qualité et permet de transmettre tous les efforts entre les deux matériaux. Le bois et le béton ne travaillent plus de manière indépendante, mais bien l'un avec l'autre. Ce qui permet de tirer profit des qualités de chaque matériau. Le béton en partie comprimée permet d'augmenter la capacité portante de la poutre tandis que les armatures en partie tendue amènent davantage de module et de rigidité pour diminuer les déformations et la flèche.

Le bois est un matériau de construction mécaniquement intéressant, mais il est désavantagé sur de grandes portées car il a tendance à beaucoup se déformer. Les flèches et déplacements sont alors pénalisants pour un calcul de structure. Mais dès lors que le bois travaille en synergie avec le béton, il est possible de réduire considérablement les déplacements en apportant de la raideur à la structure.

Au final, pour une même portée, par rapport à une poutre ou un plancher en bois, un prototype composite bois-béton comme présenté dans ces travaux, permet soit de réduire les sections et de faire des économies de matière, soit d'augmenter les charges reprises. Dans la même idée, pour les mêmes dimensions de section et un chargement équivalent, la portée d'un élément mixte bois-béton sera plus élevée que celle d'un élément bois.

II.2.2.2 Plancher mixte

Nous avons vu que les poutres bois-béton étaient capables de reprendre plus de charges que les poutres en bois. Les systèmes hybrides fonctionnent donc parfaitement mécaniquement. A l'échelle suivante, sur les planchers, qu'en est-il exactement ?

En réalité, les planchers reprennent généralement le même design que les poutres. La plupart des études sur le sujet, traite les poutres hybrides dans un premier temps puis continue sur l'étude d'un plancher.

II.2.2.2.1 Connexion locale

En 1993, [Ahmadi and Saka, 1993] étudièrent des planchers bois-béton connectés par différents types de clous. Ils en conclurent que tous les types de clous ne se valaient pas mais que le comportement en flexion était divisé en deux grandes parties. La première où le bois et le béton travaillent ensemble, soit une action totalement composite, et la deuxième où l'action composite est partielle due au cisaillement des clous qui se déforment. En effet, lorsque la contrainte de cisaillement est inférieure à la résistance des clous, le comportement charge-flèche est linéaire avec une raideur initiale élevée. Par contre dès lors que la contrainte dépasse la résistance en cisaillement des clous, le système perd de sa raideur (2^{ème} phase du comportement sur la Figure II-14).

Au niveau de l'interface bois-béton, il est également important de noter qu'un glissement élevé est enregistré par les auteurs. Selon ces derniers, le comportement n'est plus linéaire à partir de 0,38mm de glissement, soit environ vers 0,85 kN et 1,8 kN pour les clous de type 8 et de type 9 respectivement. La Figure II-15 montre bien ce comportement bilinéaire sur le comportement charge-glissement lors d'un essai de cisaillement.

Des essais à long terme (chargement réparti de 2 kN/m²) sur ces planchers montrent une augmentation de la flèche durant les 4 premiers mois puis une stabilisation. Cependant les limites de

flèche ne sont pas atteintes puisque les résultats donnent des valeurs entre 7 mm et 11 mm suivant l'épaisseur de la partie béton et le type de clous utilisé pour une limitation des déplacements à $L/200$ soit 19,5 mm.

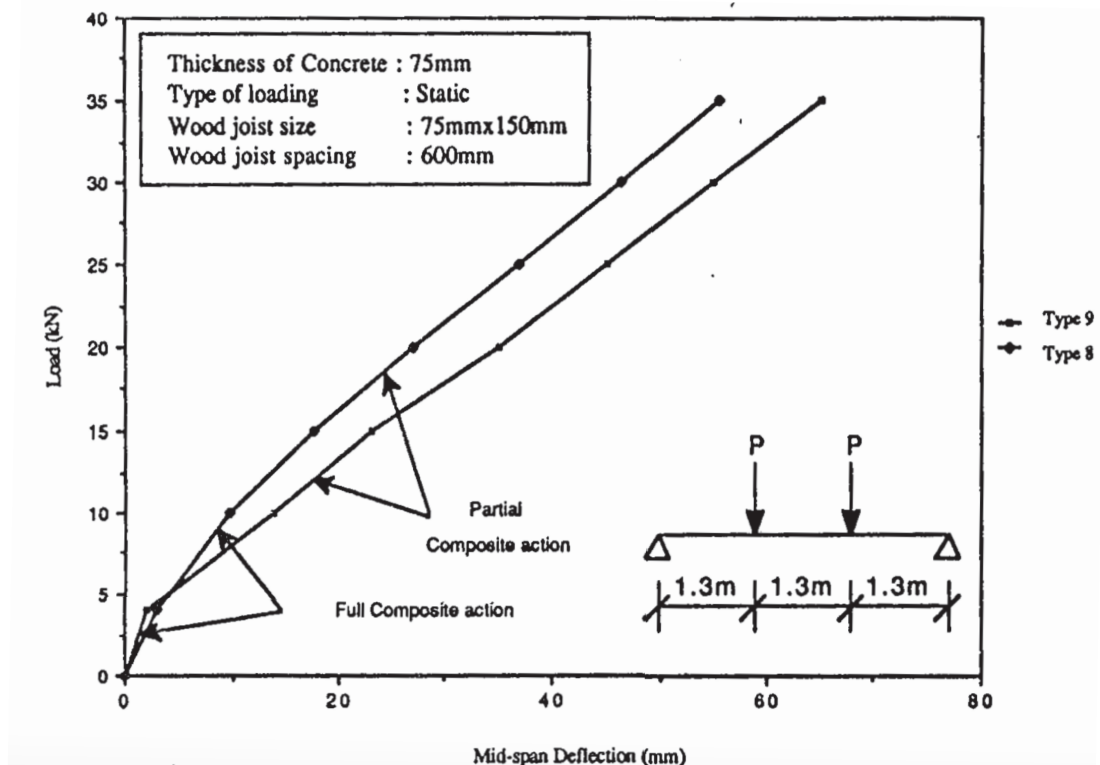


Figure II-14 : Charge en fonction de la flèche à mi-portée sous chargement statique [Ahmadi and Saka, 1993]

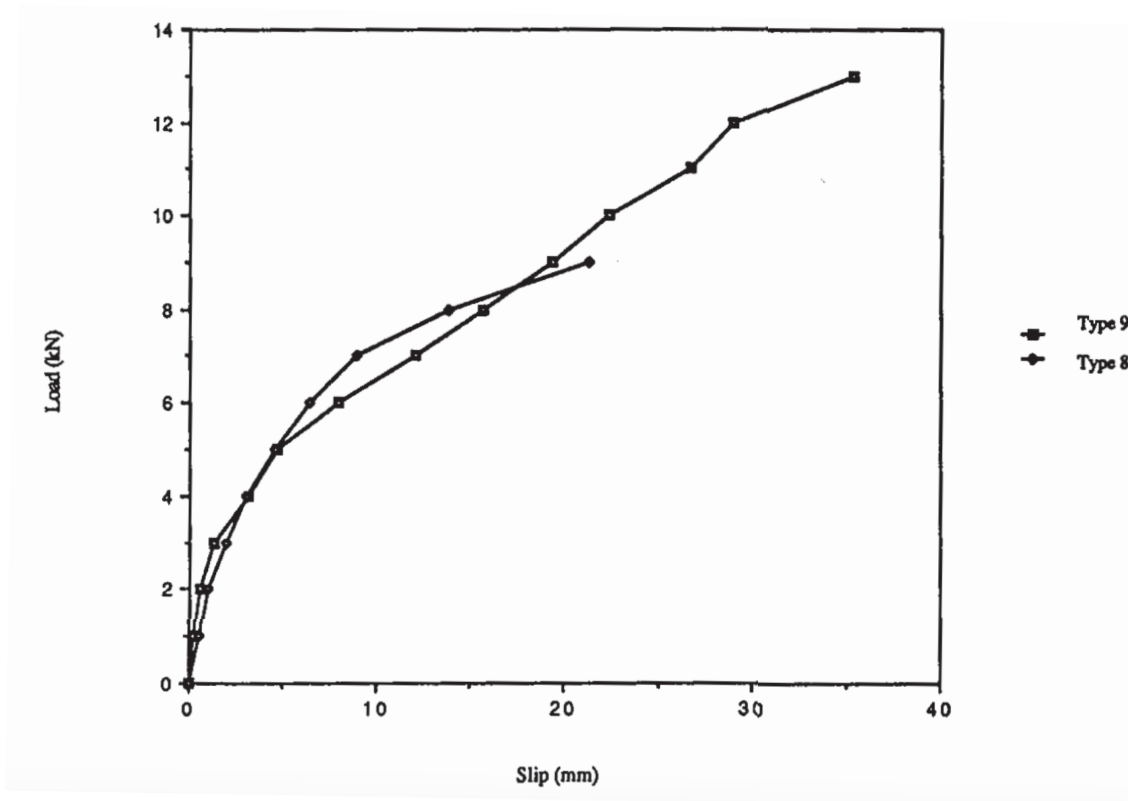


Figure II-15 : Courbe charge-glissement de deux types de clous ayant une pénétration de 11d

Enfin les auteurs ont réalisé un essai de chargement-déchargement à 15 kN en flexion 4 points sur 100 cycles suivi d'un essai jusqu'à la rupture. Un effort de 15 kN équivaut à une contrainte de flexion trois fois supérieure à la contrainte due à la force admissible en cisaillement des clous. Il en résulte qu'après 100 cycles, la flèche enregistrée n'est que de 1 mm et que la force de rupture reste inchangée par rapport à l'essai statique. Par contre les déformations sont plus importantes puisque les connecteurs ont été sollicités à trois fois leur résistance en cisaillement ce qui a entraîné une perte de rigidité.

D'autres chercheurs ont étudié les planchers hybrides bois-béton assemblés par connecteurs locaux. Parmi eux, il y a les travaux de [Lukaszewska et al., 2010; Fragiacomano and Lukaszewska, 2013]. Les résultats numériques sur différents connecteurs locaux montrent un glissement entre 4 et 8 mm avant la rupture. De plus le comportement à long terme montre une augmentation des déformations élastiques entre 48% et 77% due au fluage.

[Ceccotti et al., 2006] ont étudié un modèle réduit d'un plancher bois-béton connecté à l'aide de barres collées dans le bois et noyées dans le béton. Le plancher étudié fait 6m de long pour une portée de 5,70 m, 1,5 m de large et 60 cm de haut (Figure II-16). Le comportement à long terme est étudié pendant 5 ans, puis une étude à court terme est menée pour étudier le comportement à rupture du plancher.

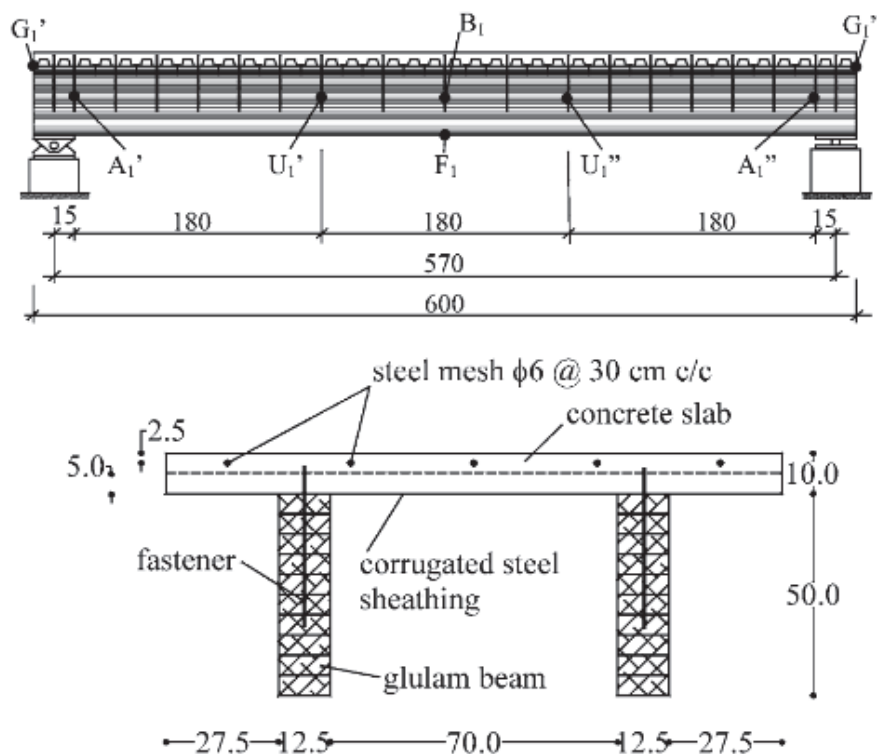


Figure II-16 : Vue longitudinale et section du plancher bois-béton [Ceccotti et al., 2006]

Le comportement à long terme (Figure II-17) montre que la flèche maximale augmente au court du temps, de 0,87 mm (flèche instantanée) à environ 3 mm au bout de 5 ans, soit environ 3,4 fois la

valeur initiale ce qui correspond à 245% d'augmentation. En modélisant le comportement des poutres bois suivant trois classes de service définies dans l'EC5, il semblerait que la classe 3 soit celle qui correspond le mieux à la structure hybride c'est-à-dire pour des conditions climatiques amenant des humidités supérieures à 20% dans le bois. Au niveau du glissement entre le bois et le béton, le glissement final (0,19 mm) est 4,2 fois supérieur au glissement initial (0,045 mm). La classe 3 représente également le mieux le glissement observé. Beaucoup de variations sont enregistrées que ce soit pour la flèche ou le glissement qui sont à mettre en relation avec les variations de la température et de l'humidité relative. En effet, le bois est très sensible à son environnement.

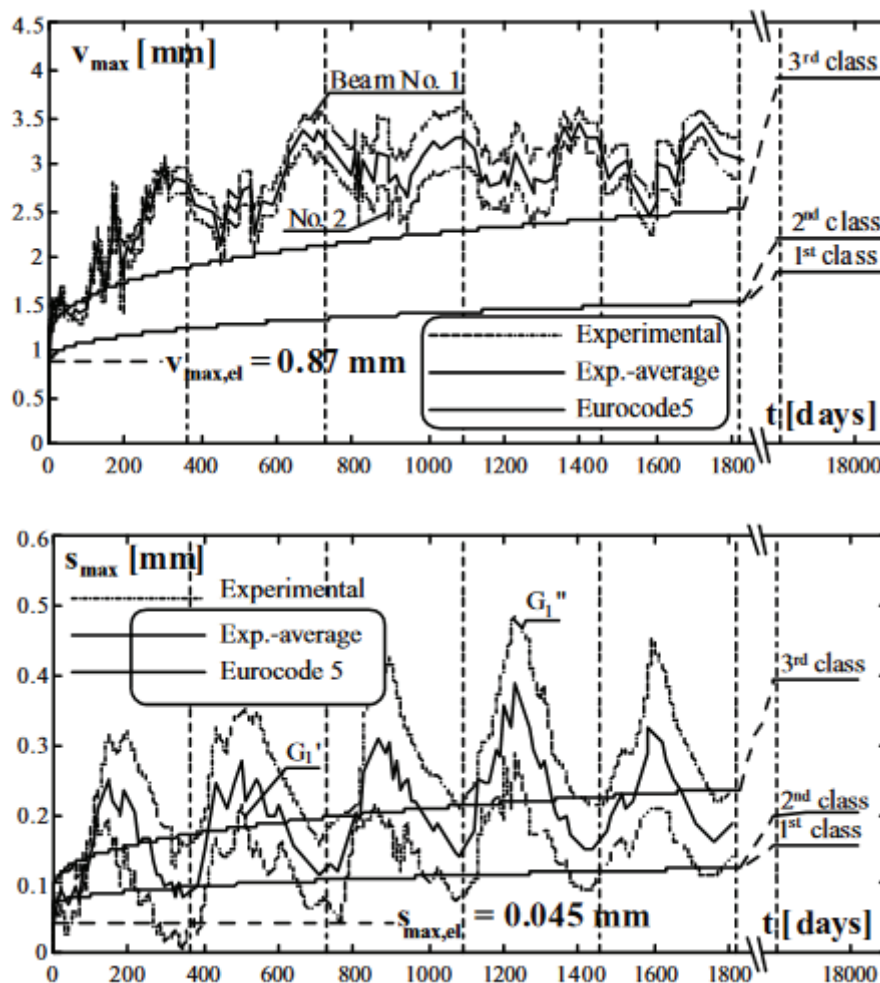


Figure II-17 : Flèche à mi-portée (v_{max}) et glissement (s_{max}) entre la poutre bois N°1 et le béton à long terme [Ceccotti et al., 2006]

Sur la Figure II-18 est présentée la flèche et le glissement après l'essai à long terme. Les résultats du chargement jusqu'à la rupture montrent que pour la flèche le comportement est linéaire dans un premier temps puis tend vers une asymptote. Le comportement adoucissant est beaucoup plus marqué pour le glissement entre le bois et le béton. Pour apprécier au mieux les résultats, l'auteur a fait apparaître les charges à l'ELS et l'ELU ainsi que le comportement pour une structure hybride sans connexion et avec une connexion rigide. En confrontant les essais aux modélisations, il semblerait

que le plancher bois-béton soit plus proche d'un comportement rigide qu'un comportement sans connexion. Cela semble cohérent avec le glissement observé qui est très faible (2,5 mm à la rupture). La rigidité de la structure témoigne d'une bonne connexion entre le bois et le béton mais provoque également une rupture fragile en traction du bois.

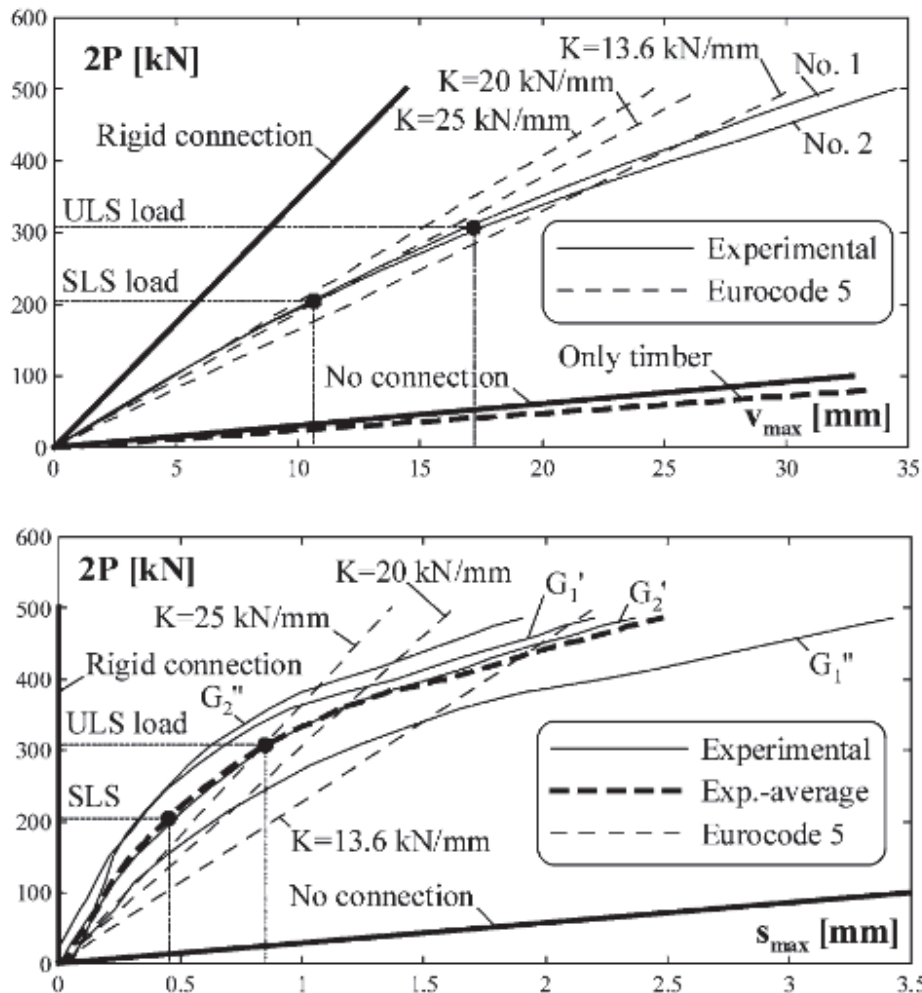


Figure II-18 : Courbe charge en fonction de la flèche à mi-portée (haut) et glissement (bas) après l'essai à long terme [Ceccotti et al., 2006]

II.2.2.2.2 Connexion métallique continue

Afin d'améliorer le concept des structures hybrides bois-béton, l'idée est d'augmenter la surface des connecteurs métalliques. Au lieu d'avoir ponctuellement des liaisons, les connecteurs sont continus. [Bathon and Clouston, 2004] ont réalisé un plancher hybride qui associe le bois et le béton par l'intermédiaire d'une grille d'acier. La moitié de cette grille se retrouve collée dans une rainure dans le bois tandis que l'autre moitié est noyée dans le béton lors du coulage. La Figure II-19 présente l'intérêt de ce système, surnommé « HBV », par rapport à des connecteurs locaux. La comparaison est faite au travers d'un test de cisaillement. Les sections de bois et de béton sont identiques pour chaque configuration, à savoir $8 \times 14 \times 40 \text{ cm}^3$ et $8 \times 40 \times 40 \text{ cm}^3$ pour le bois et le béton respectivement. Il est clair que le connecteur HBV montre une rigidité bien supérieure, environ 393%

celle des boulons et 821% celle des vis et des clous. Moins de déplacements sont observables pour une charge donnée et la charge à la rupture est également plus importante pour ce connecteur.

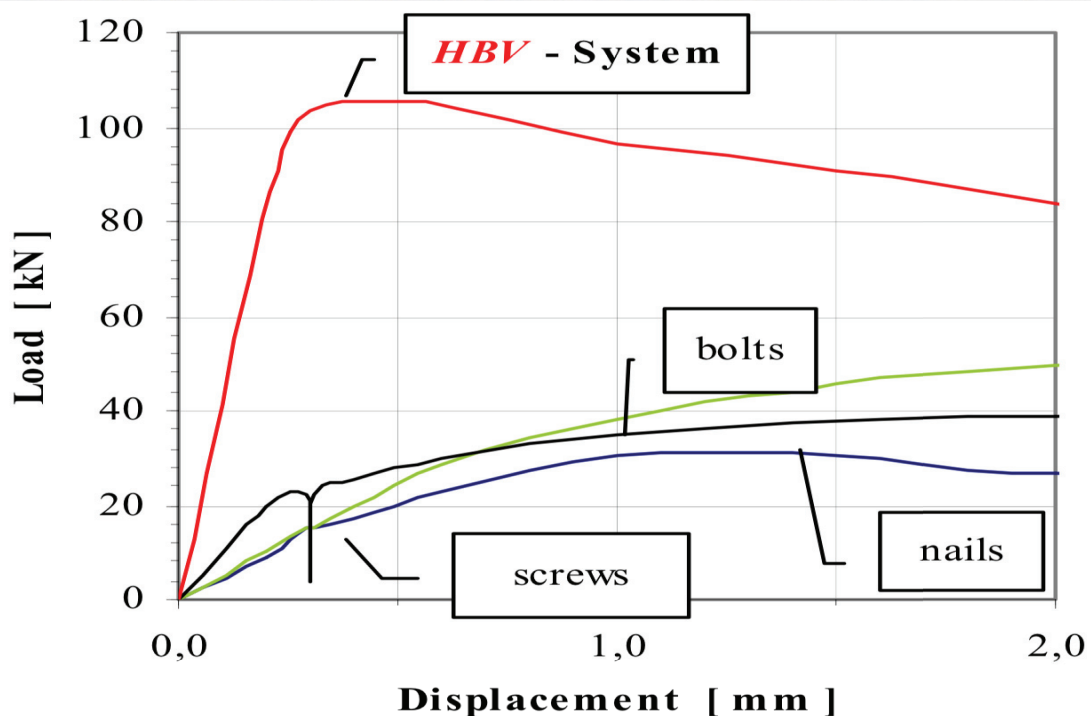
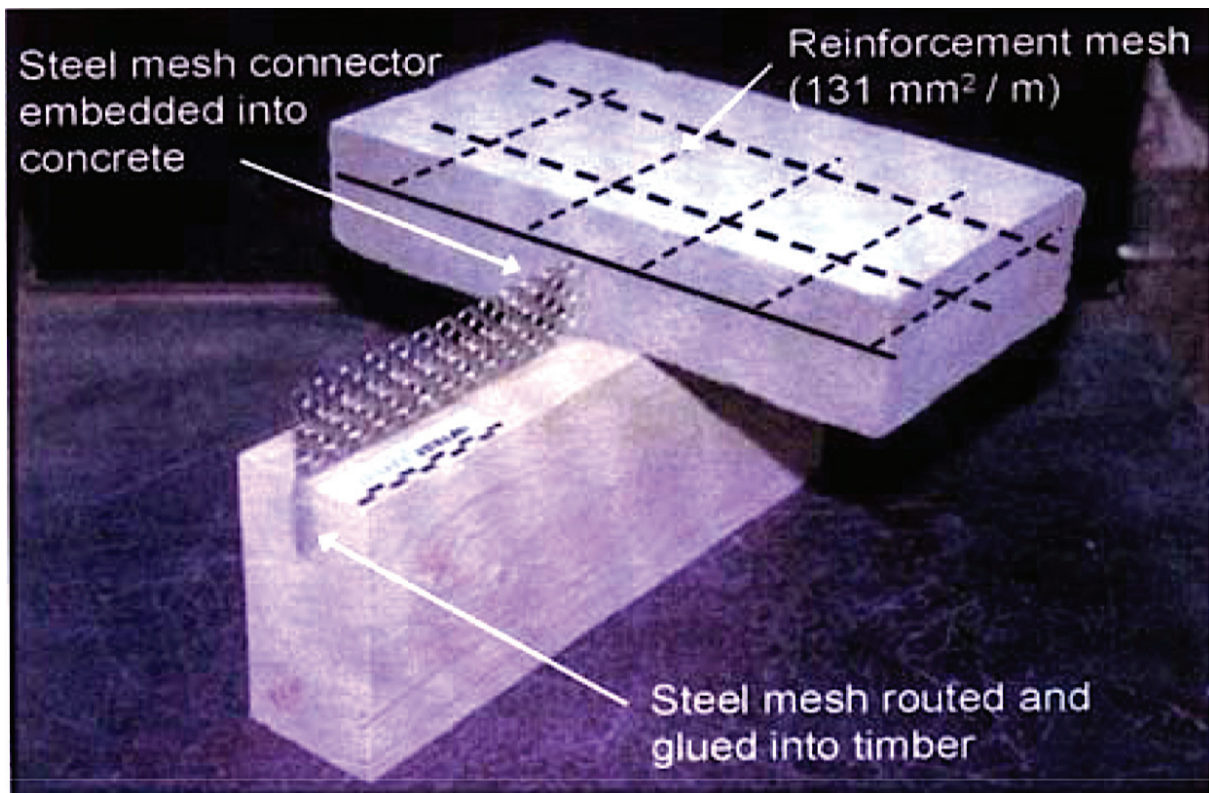


Figure II-19 : Configuration et comparaison de connecteurs par essai de cisaillement [Bathon and Clouston, 2004]

Le plancher bois-béton étudié est composé d'une partie bois de 22 cm de haut et 96 cm de large et d'une partie béton de 12 cm de haut et 96 cm de large, pour une portée de 9,6 m. La connexion est assurée par trois rangées de HBV de 100 mm de haut, partagées à moitié-moitié dans le bois et le

béton. Un point très important est à noter concernant le bois, il est précontraint en lui infligeant une contre-flèche de 3,3 cm à mi-portée. Les résultats de la Figure II-20 montrent une rupture à 291 kN par cisaillement des connecteurs. Le comportement est linéaire jusqu'à la rupture fragile du plancher.

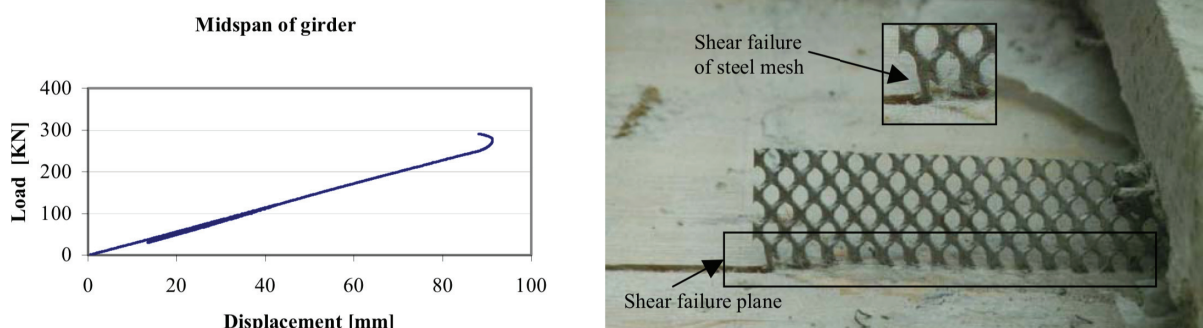


Figure II-20 : Résultats du test de flexion 4 points [Bathon and Clouston, 2004]

II.2.2.2.3 Connexion par collage

Après des connecteurs métalliques locaux et continus, l'évolution des techniques de collage a permis d'atteindre des performances mécaniques suffisantes pour leur utilisation en génie civil. [Brunner and Gerber, 2002] ont réalisé un plancher bois-béton collé en utilisant un procédé « humide » c'est-à-dire en coulant du béton frais sur de la colle. Ils se sont rendu compte que le glissement entre les deux matériaux était inexistant, ce qui témoigne du fonctionnement de la liaison collée. Pour confirmer qu'il n'y a pas de glissement, le profil de déformation de la section montre bien que les sections restent droites tout au long de l'essai. La Figure II-21 présente le profil de déformation d'une poutre bois-béton collée, sollicitée en flexion 4 points.

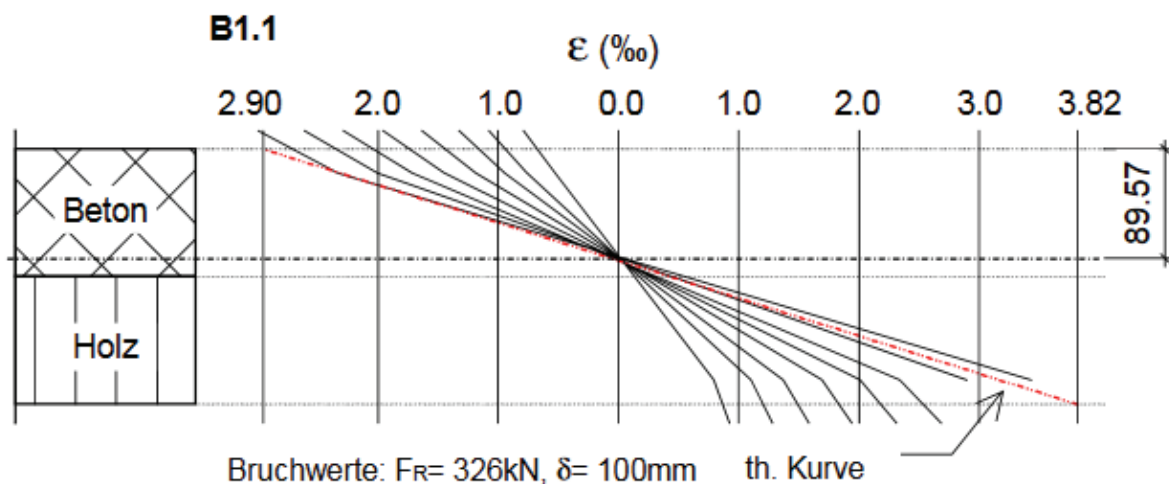


Figure II-21 : Profil de déformation poutre bois-béton collée en flexion 4 points

[Ben Mekki et al., 2007; Ben Mekki and Toutlemonde, 2011] ont réalisé dans le cadre d'un projet européen sur les structures innovantes des routes, le projet NR2C, un tablier de pont associant le bois et le béton. Ils ont ainsi testé un tablier de 10 m de portée et de 2,5 m de large dans deux

configurations différentes. La première configuration simule une voiture sur le tablier par l'intermédiaire de quatre forces ponctuelles tandis que la deuxième est un essai de flexion 4 points. Le tablier se compose de quatre poutres bois GL28h connectées à quatre plaques de BFUP par l'intermédiaire d'un adhésif et de vis (Figure II-22). De plus en partie inférieure des poutres, un renforcement à l'aide de bande de PRFC est installé. Afin d'améliorer la connexion par collage, le béton qui a été préfabriqué est poncé pour éliminer toutes imperfections.



Figure II-22 : Tablier de pont hybride bois-béton [Ben Mekki et al., 2007]

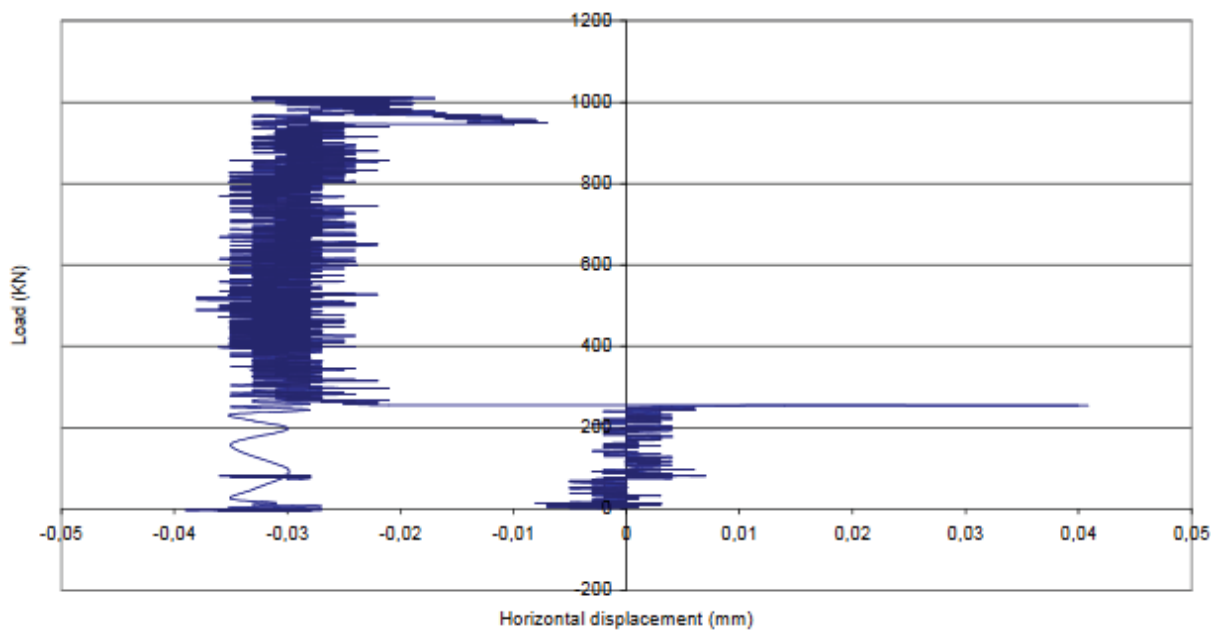


Figure II-23 : Glissement entre le BFUP et une des poutres bois [Ben Mekki et al., 2007]

L'enregistrement du glissement entre les parties bois et béton montre qu'il peut être considéré comme nul avec des valeurs qui oscillent de -0,04 et 0,04 mm (Figure II-23).

La Figure II-24 représente la courbe charge-flèche obtenue pour les quatre poutres bois lors de l'essai de flexion. Jusqu'au point A, le comportement est linéaire et quasiment confondu pour toutes les

poutres. Au point A, un premier signe de rupture apparaît pour la poutre 4, un déplacement plus important est enregistré dû à la rupture du joint entre les plaques de BFUP. Au final la force maximale atteinte est de 1550 kN avec une rupture en traction de la poutre 2. Des fissures horizontales ont été observées ainsi que leur propagation. En outre, une délamination de la bande de PRFC sous la poutre 2 a été notée. Le comportement montre une phase plastique à partir du point A avant une rupture brutale de la structure.

Ce type de structure hybride fonctionne très bien structurellement sous réserve de prendre des précautions de réalisation. Le collage est un procédé délicat à réaliser mais lors que son exécution est correctement faite, les performances atteintes sont très élevées.

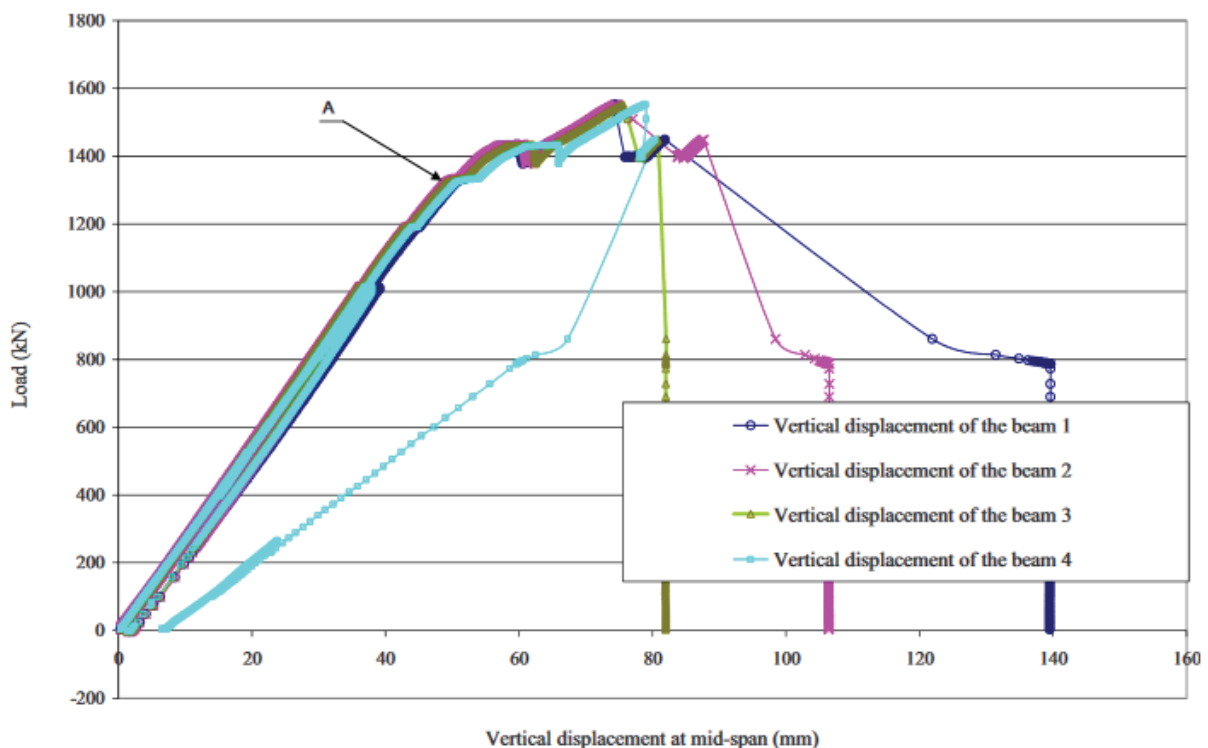


Figure II-24 : Charge-Déplacement vertical à mi-portée pour les 4 poutres bois [Ben Mekki et al., 2007; Ben Mekki and Toutlemonde, 2011]

[Pham, 2007; Le Roy et al., 2009] travaillent en parallèle sur le projet mais à échelle réduite. Dans leur étude ils réalisent un comparatif entre plusieurs systèmes de connexion : des connecteurs locaux (tubes et barres), des connecteurs métalliques continus (bande perforée, bandes métalliques à clous ou expansées) et le collage. Il en ressort que la raideur de la connexion est plus importante lors du collage que pour les connecteurs métalliques continus. La raideur la moins élevée est obtenue pour les connecteurs locaux. Ils concluent de ces essais que la meilleure solution est la connexion collée, qui en plus de présenter la meilleure raideur, obtient la force à rupture la plus importante.

Ils réalisent ensuite des prototypes de tabliers de pont alliant du bois, du béton fibré à hautes performances et un adhésif (Figure II-25). Un essai de flexion 4 points est mis en place pour tester les prototypes. Le BFUP reçoit un traitement de surface avant collage à l'aide d'un disque diamanté.

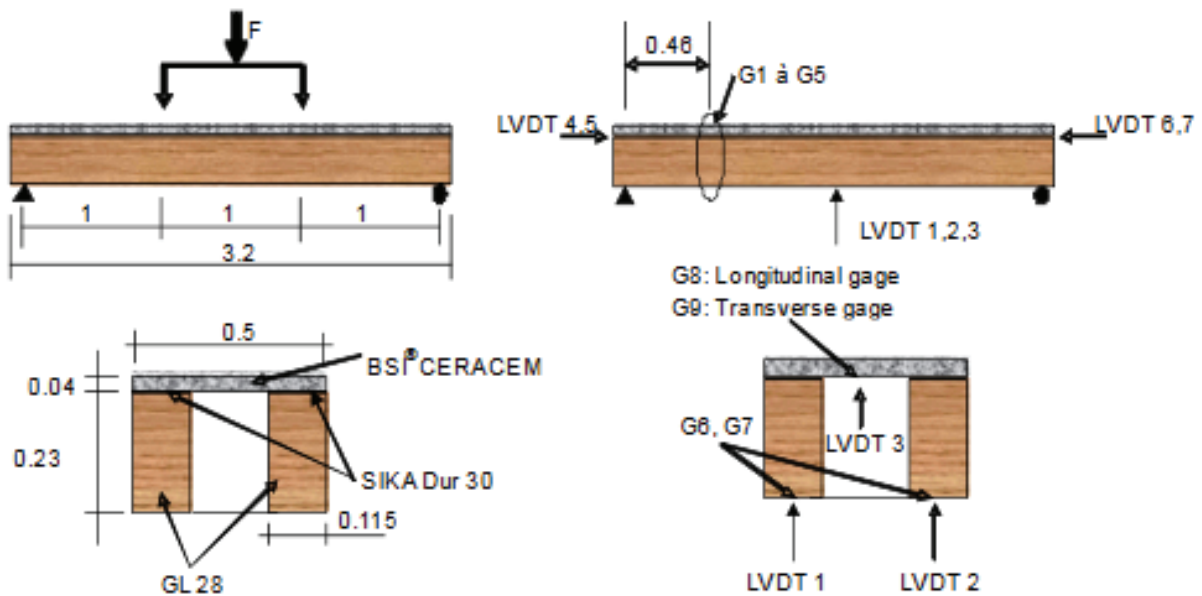


Figure II-25 : Géométrie du tablier et position des capteurs/jauges de mesure [Le Roy et al., 2009]

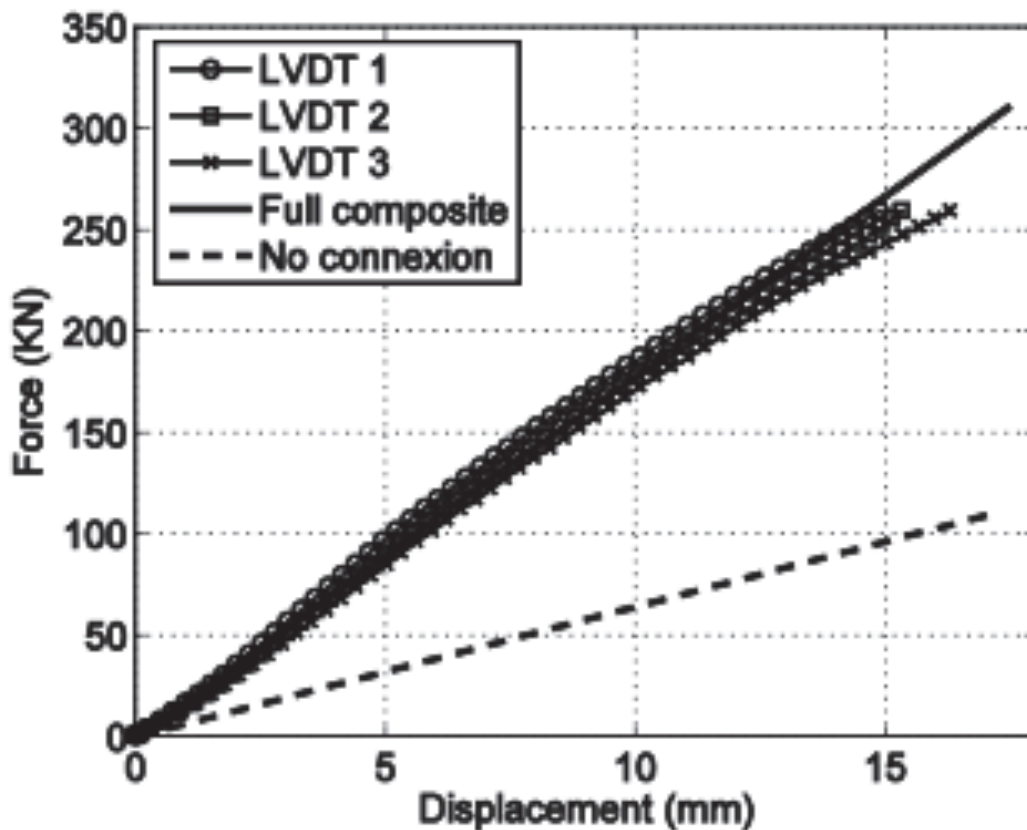


Figure II-26 : Courbe charge-flèche lors de l'essai de flexion 4 points [Le Roy et al., 2009]

Les résultats de l'essai de flexion en Figure II-26 montrent que le tablier a un comportement linéaire jusqu'à rupture que ce soit sur les poutres bois ou la table de compression en BFUP. De plus le comportement est pratiquement confondu avec la modélisation « totalement composite ». Le glissement mesuré par les LVDT 4 à 7 sont négligeables car ils sont de l'ordre de 0,01 mm soit la précision des capteurs utilisés.

La rupture se produit au niveau du bois en traction pour une charge de 311 kN ce qui correspond à des niveaux de contrainte de 36 MPa pour la fibre tendue du bois de classe GL28h, 60 MPa pour la fibre comprimée du béton. Finalement, le concept de tablier bois-béton montre un bon comportement en termes de rigidité et de charges ultimes ce qui ouvre la voie à plus d'investigations.

[Ferrier et al., 2014] ont également travaillé sur le sujet des planchers hybrides collés. En partant d'une solution de plancher bois déjà existante, le but était d'améliorer le comportement mécanique du panneau bois (Figure II-27).

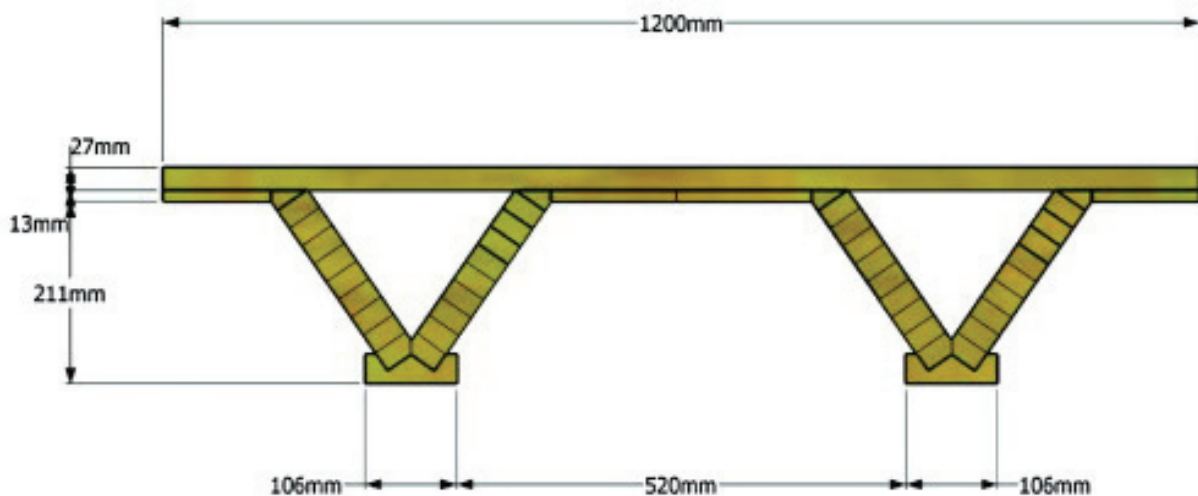


Figure II-27 : Panneau en bois à améliorer [Ferrier et al., 2014]

Les pistes d'amélioration possibles sont un renforcement en compression par du béton fibré hautes performances dans la partie supérieure, un renforcement en traction avec des armatures (aciers, PRFC, PRFV) noyées dans une plaque de BFUP en partie inférieure du panneau. Plusieurs combinaisons sont testées afin de mieux identifier l'apport de chaque amélioration.

D'après les essais, les conclusions suivantes ont pu être tirées : une augmentation de la capacité maximale de charge et de la rigidité de la structure. Sur la Figure II-28, le panneau 5 est la solution de base en bois tandis que le panneau 6 est renforcé en partie supérieure par du BFUP et en partie inférieure par deux aciers HA10 dans une planche de BFUP. La charge ultime passe de 70 kN à 160 kN environ soit un facteur de 2,3. De plus les flèches à rupture correspondantes sont respectivement de 60 mm et 26 mm soit une diminution de 2,6 qui correspond à une baisse de 57%.

Le BFUP en partie comprimé permet d'améliorer la capacité portante du plancher tandis que le renforcement inférieur permet de gagner en rigidité. Il est important de rappeler que pour les porteurs horizontaux en bois, les déplacements sont dimensionnants.

L'avantage de ce type de structure est la possibilité de réduire les sections des éléments structuraux ou bien à section équivalente d'augmenter la portée.

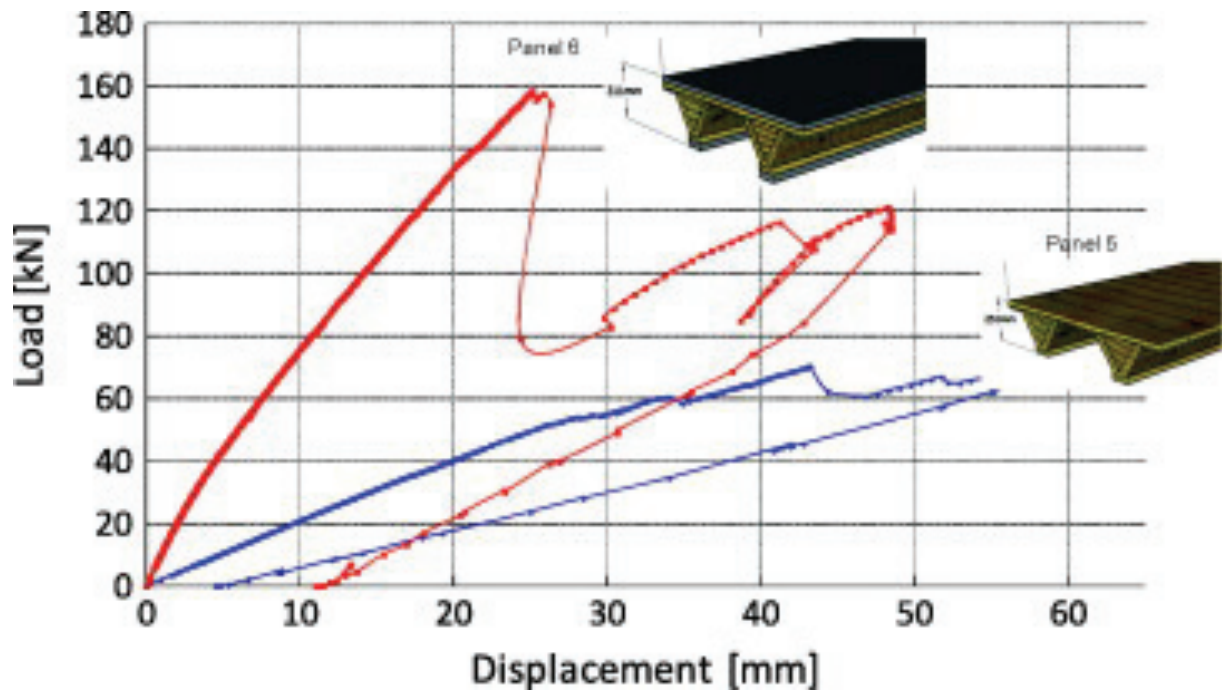


Figure II-28 : Courbe charge-flèche de deux panneaux, un de référence (5) et un concept d'amélioration (6)

II.2.3 Récapitulatif des systèmes bois-béton

Le Tableau II-1 suivant récapitule les différentes études menées sur les systèmes horizontaux bois-béton, depuis les premières techniques de renforcement avec des connecteurs métalliques jusqu'au dernières techniques avec collage ou connecteurs continus.

Auteur	Type d'élément	Connexion	Portée L (m)	Dimensions hxb (m)	Type d'essai	Rupture	Remarques	h/L
[Ahmadi and Saka, 1993]	Plancher	Clous	3,90	2 poutres bois 0,15x0,075 béton 0,075 ou 0,10 $h_{tot} : 0,26$ m	Flexion 4 points court/long terme Fatigue	Rupture bois (105 kN)	Comportement bilinéaire du plancher ; Glissement important	0,07
[Gelfi and Giuriani, 1999]	Poutre	Connecteur local goujon	4,00	2 Section en té : 1) bois 0,158x0,113 2) bois 0,145x0,11 béton 0,072x0,50 $h_{tot} : 0,23$ ou 0,22 m	Cisaillement Flexion	Traction du bois (65 kN)	Comportement bilinéaire ; Glissement (≈ 2 à 12 mm)	0,06
[Bathon and Graf, 2000]	Poutre	Connecteur métallique continue	5,40	Section en té : bois 0,20x0,10 béton 0,07x0,60 $h_{tot} : 0,27$ m	Cisaillement Flexion 4 points	Rupture bois dans nœud ou aboutage (73 kN)	Glissement faible (≈ 2 mm) ; Comportement quasi linéaire (F-d)	0,05
[Benitez, 2000]		3 Connecteurs métalliques (barre acier – tube acier creux – plaque métallique vissée au bois)			Push out Cisaillement	Fissure béton à l'interface – Déformation perçage bois – béton	Comparaison de trois connecteurs	
[Brunner and Gerber, 2002]	Poutre Plancher	Collage voie humide (époxy)	5,70	0,165x1,00 0,21x1,00	Flexion 4 points	Traction bois – compression béton – cisaillement joint (264 – 361 kN)	Pas de traitement de surface ; Pas de glissement	0,03 0,04
[Bathon and Clouston, 2004]	Poutre Plancher	Connecteur métallique continu	9,86	bois 0,22x0,96 béton 0,12x0,96 $h_{tot} : 0,34$ m	Cisaillement Flexion 4 points	Cisaillement connecteur (291 kN)	Déformation et rupture du connecteur métallique ; Précontrainte bois	0,03

Auteur	Type d'élément	Connexion	Portée L (m)	Dimensions hxb (m)	Type d'essai	Rupture	Remarques	h/L
[Weaver, 2002]	Poutre	Connecteur local Goujon (collage dans bois)	9,144	Section en té : bois 0,42x0,17 béton 0,17x0,46 $h_{tot} : 0,59$ m	Push out Flexion 3 points	Traction bois puis décollement PRFV et traction béton (222,4 kN-313,2 kN)	Cycle de fatigue pour simuler trafic routier ; Discontinuité des déformations de la section à l'interface ; Glissement à l'interface	0,06
[Bathon and Bletz, 2006]	Poutre	Connecteur métallique continu	9,86	bois 0,10x0,96 béton 0,24x0,96 $h_{tot} : 0,34$ m	Flexion 4 points	Rupture connecteur (257,5 kN)	Essai à court et long terme	0,03
[Brunner et al., 2006]	Poutre	Collage voie humide (époxy)	5,00 8,00	4 config $h_{tot} : 0,116 - 0,20 - 0,36 - 0,59$ $b : 0,36 - 0,49$	Cisaillement Flexion 4 points	Compression béton – traction bois – cisaillement	Précaution lors coulage béton sinon risque déplacement colle ; Pas de glissement	0,02 0,07
[Ceccotti et al., 2006]	Plancher	Connecteur local métallique collé	5,70	2 poutres bois 0,50x0,125 béton 0,10x1,50 $h_{tot} : 0,60$ m	Cisaillement Flexion 4 points	Traction bois (500 kN)	Chargement long terme et uniforme ; Glissement faible (≈ 2 mm)	0,11
[Ben Mekki et al., 2007; Ben Mekki and Toutlemonde, 2011]	Tablier pont	Collage (voie sèche) + vis	10,00	4 poutres bois 0,60x0,24 4 plaques béton 0,07x2,5x2,75 $h_{tot} : 0,67$ m	Flexion 4 points Trafic routier	Traction bois Fissure joint entre plaque béton Délamination GFRP (1550 kN)	Ponçage plaque BFUP ; Collage entre plaque ; Renforcement GFRP ; Risque fissure joints entre plaque	0,07
[Pham, 2007; Le Roy et al., 2009]	Poutre	6 types : tige tube bande de métal déployé plaque à pointe ruban perforé collage (voie sèche)	1,00 3,00	bois 0,135x0,09 béton 0,05x0,09 $h_{tot} : 0,185$ m	Flexion 3 points Fatigue	Décollement connecteur continu – décollement local/déformation métallique – arrachement bois et traction/cisaillement (46 – 81 kN)	Sablage du béton ; Raideur assemblage collé supérieure connecteur continu qui est supérieur connecteur local	0,19

Auteur	Type d'élément	Connexion	Portée L (m)	Dimensions hxb (m)	Type d'essai	Rupture	Remarques	h/L
[Lukaszewska et al., 2008]		Connecteurs métalliques locaux et continus			Cisaillement	Plastification acier – écrasement bois – fissuration béton – cisaillement	7 types de connecteurs comparés	
[Carvalho and Carrasco, 2010]		Connecteur local : Barre acier			Push out Cisaillement		3 diamètres de barres (8-10-12,5 mm) ; 2 config (bois-béton-bois ou béton-bois-béton)	
[Lukaszewska et al., 2010]	Poutre Plancher	Connecteurs locaux	4,44	3 poutres bois 0,27x0,09 béton 0,06x1,60 h _{tot} : 0,33 m	Flexion 4 points	Traction bois (156 – 308 kN)	Rupture dans joint aboutage BLC	0,07
[Negrão et al., 2010]	Poutre	3 types : Collage voie humide, voie sèche et connecteur local	4,05	bois 0,09x0,225 béton 0,08x0,30 h _{tot} : 0,305m	Flexion 4 points	Traction bois Interface bois béton (92 – 118 kN)	Rigidité collage supérieure connecteur mais force ultime équivalent	0,08
[Nguyen Trung, 2010]	Poutre	Collage voie sèche	3,00	bois 0,165x0,105 béton 0,045x0,105 h _{tot} : 0,21 m	Flexion 4 points	Tract/comp Cisaillement bois Rupture renfort (75 kN sans renfort 146 kN avec renfort)	Renforcement au cisaillement par PRFC ; Renfort permet résistance deux fois plus importante	0,07
[Miotto and Dias, 2011, 2012]		Connecteurs métalliques locaux et continus			Push out Cisaillement	Fissuration béton Flexion connecteur	Comportement bilinéaire élasto-plastique ; Glissement (6-8 mm)	
[Schäfers and Seim, 2011]	Plancher	Collage voie sèche	3,84	bois 0,20x0,10 béton 0,20x1,25 h _{tot} : 0,40 m	Cisaillement Flexion 4 points	Traction bois (159 kN)	Béton sablé ; Longueur collage influence comportement en cisaillement	0,10
[Ferrier et al., 2012]	Poutre	Collage voie sèche	2,00 5,10	bois : 0,228 à 0,304 béton : 0,032 h _{tot} : 0,30 à 0,346 m	Flexion 4 points	Flexion Cisaillement (75 à 269 kN)	Béton sablé	0,06 0,16

Auteur	Type d'élément	Connexion	Portée L (m)	Dimensions hxb (m)	Type d'essai	Rupture	Remarques	h/L
[Fragiacomo and Lukaszewska, 2013]	Poutre Plancher	4 types de connecteurs locaux	4,44	Section en té : bois 0,27x0,09 béton 0,06x0,80 $h_{tot} : 0,33$ m	Flexion 4 points		Essai à long terme Fluage	0,07
[Haiman and Turcic, 2013]		3 types : Vis Barre acier collage			Push out Cisaillement	Rupture fragile (collage) Rupture ductile avec connecteurs	Test avec béton léger ; Rupture brutale avec collage	
[Loulou, 2013; Youssef et al., 2014]		Collage voie sèche			Push out Cisaillement	Bois Béton Proche interface	Effet du vieillissement hydrique	
[Monteiro et al., 2013]		Collage avec encoche			Push out Cisaillement	Interface		
[Proulx, 2013]	Poutre	Collage voie sèche	2,00 2,50 5,10	$h_{tot} : 0,30$ ou $0,38$ m	Flexion 4 points	Cisaillement bois (97 – 110 kN)	Primaire d'accroche ; Sablage BFUP ; Renfort en tension avec PRF (C ou V) ou acier	0,02 0,06 0,15
[Ferrier et al., 2014]	Poutre Panneau	Collage voie sèche	4,00 6,00	b : 0,60 ou 1,20 m $h_{tot} : 0,25$ ou $0,31$ m	Flexion 4 points	Traction Interface (80 – 159 kN)	PRF : comportement élastique et rigidité constante ; Acier : comportement bilinéaire	0,04 0,08
[Kong et al., 2015]	Poutre	Collage voie sèche	5,00	b : 0,09 m $h_{tot} : 0,315$ m	Flexion 4 points	Flexion (87 – 129 kN)	Ponçage BFUP ; Fluage très faible en environnement contrôlé	0,06
[Miotto and Dias, 2015]	Poutre	Connecteur local : Crochet métallique	5,00	Section en té bois 0,31x0,08 béton : 0,07x0,35 $h_{tot} : 0,38$ m	Flexion 4 points	Traction bois Proche aboutage (130 – 157 kN)	Léger glissement (<0,1 mm)	0,08

Tableau II-1 : Récapitulatif des systèmes bois-béton

II.2.4 Synthèse des structures bois-béton

Les études sur les systèmes hybrides bois-béton sont de plus en plus nombreuses car ils permettent d'améliorer les structures bois en augmentant leur capacité portante et leur rigidité. Il existe plusieurs technologies pour associer ces deux matériaux, dans un premier temps, il était courant d'utiliser des connecteurs locaux tels que les clous, les vis ou les boulons. Puis dans un second temps, afin d'augmenter la surface de cisaillement entre le bois et le béton, des connecteurs continus ont été testés. Parmi ces connecteurs, certains sont métalliques comme par exemple la bande à point ou le ruban perforé tandis que d'autres sont réalisés par collage. Il est possible de remarquer que du glissement apparaît pour des connecteurs locaux et parfois même pour des connecteurs métalliques continus contrairement au cas du collage où aucun glissement n'est recensé. Néanmoins, la rupture est fragile avec un collage alors que dans le cas des connecteurs locaux ou métalliques continus, la rupture est ductile dans la plupart des cas.

Au final, les études se concentrent essentiellement sur des poutres mais quelques auteurs ont également réalisé des planchers. De surcroît, les structures ont en général une portée inférieure à 6m bien que quelques études soient réalisées sur des éléments de 8 à 10m pour se rapprocher des structures grandeur nature. Enfin les essais se sont plutôt concentrés sur l'étude de l'interface entre le bois et le béton, soit par des essais de cisaillement, mais aussi par de la flexion pure des porteurs horizontaux avec des essais de flexion 4 points.

Comme les essais de cisaillement se concentrent sur l'étude de l'interface, une raideur qui correspond à la pente de la courbe charge-déplacement est attribuée à chaque système de liaison. Ainsi il a pu être conclu que les connecteurs locaux ont la plus faible raideur. Les connecteurs métalliques continus montrent une raideur supérieure à celle des précédents connecteurs. Enfin le collage présente la meilleure raideur pour les systèmes d'assemblages. Il est possible de relier la raideur au comportement mécanique lors des sollicitations en flexion. En effet, plus la raideur est élevée et plus le système aura un comportement linéaire. En général, ce comportement linéaire est élastique jusqu'à la rupture. Au contraire, avec une faible raideur, le comportement est bilinéaire avec une phase ductile.

Concernant le collage du bois et du béton, il existe deux méthodes de réalisation, par voie humide ou par voie sèche. Dans les premières études, le collage est réalisé par voie humide puis c'est ensuite dirigé vers la voie sèche. En préfabriquant les éléments, des traitements de surface font leur apparition pour améliorer la liaison bois-béton. Le plus classique est le ponçage du béton afin d'avoir une rugosité accrue. Une autre méthode pour augmenter la rugosité consiste à sabler le béton en lui projetant sous pression du sable.

Pour finir sur cette partie « porteurs horizontaux », voici également un comparatif entre les différentes solutions de plancher existant avec leurs avantages et inconvénients (Tableau II-2). En tirant avantage de chaque matériau, il est possible de créer une synergie afin de gommer leur défaut et ainsi avoir une solution répondant à bon nombre de critère.

	Dalle béton	prédalle	Dalle alvéolaire	Plancher bois	Plancher bois-béton	Projet HYBRIDAL
Portée	---	-	++	+	+	++
Rapidité de mise en œuvre	---	--	-	++	+	++
Acoustique	++	++	++	-	+	+
Voie sèche/humide	---	--	--	+++	-	+
Rigidité	++	++	++	---	+	++
Masse	---	---	---	+++	-	++
Impact environnemental	---	---	---	+++	+	++

Tableau II-2 : Comparatif multicritères des différentes solutions de planchers

II.3 PORTEURS VERTICAUX

Les porteurs verticaux sont composés des poteaux, murs et voiles. Pour les étudier, les essais de compression sont les plus répandus surtout pour les poteaux. Mais ces éléments ne sont pas seulement sollicités en compression, en effet des charges horizontales peuvent venir en complément. Ces efforts horizontaux proviennent généralement du vent mais également des séismes par exemple. Les éléments ne sont donc pas sollicités en compression simple mais en flexion composée.

En outre, avec les nouvelles règles concernant les séismes, les ouvrages se trouvant dans les zones à risque, doivent faire l'objet d'une attention particulière. Nous concentrerons l'étude sur les murs et les voiles sans se préoccuper des poteaux.

Les systèmes constructifs classiques sont des poteaux en bois, métal ou béton armé. Pour les voiles, les plus répandus sont soit en bois, soit en béton armé. A ce stade dans la littérature, très peu d'études portent sur les porteurs verticaux hybrides bois-béton.

II.3.1 Les structures bois

Le mur en bois (Figure II-29) est généralement composé d'une ossature bois avec des montants ou poteaux entre lesquels un isolant est placé afin de remplir les exigences thermiques et acoustiques des structures. Du côté intérieur de la paroi, une structure de finition est ajoutée comme par exemple des plaques de plâtre. Du côté extérieur, un panneau de particule à base de bois permet de rigidifier et compléter le mur afin d'assurer le contreventement. Pour finir, un bardage est fixé sur la partie extérieure pour l'aspect esthétique.

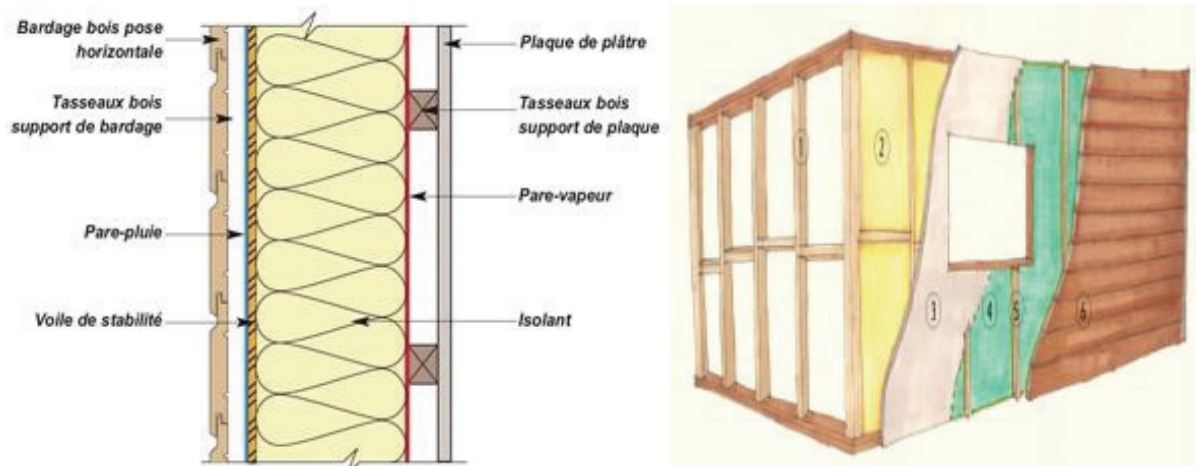


Figure II-29 : Principe de construction d'un mur à ossature bois

II.3.2 Les structures en béton

De manière analogue au plancher, les porteurs verticaux en béton peuvent être coulés en place ou préfabriqués. D'autres systèmes du type mur en maçonnerie existent également.

Les voiles en béton armé (Figure II-30) peuvent être avec isolation par l'intérieur (Figure II-31) ou par l'extérieur (Figure II-32).



Figure II-30 : Voile en BA, avec système de banches (gauche) et après démolage (droite)

Comme les planchers coulés en place, les voiles sont ferrailés et haubanés pour assurer leur stabilité le temps du coulage. L'isolation se fait avec un panneau isolant (polystyrène par exemple). Pour finir un enduit est appliqué afin d'assurer le rôle esthétique et de rattraper les éventuels défauts.

Remarque : il existe également des façades légères de type bardage. Une ossature bois ou métal fait office de base puis un habillage est posé par-dessus. La structure porte sur des éléments porteurs comme des noyaux de béton ou des systèmes « poteau-poutre ».



Figure II-31 : Mur isolé par l'intérieur

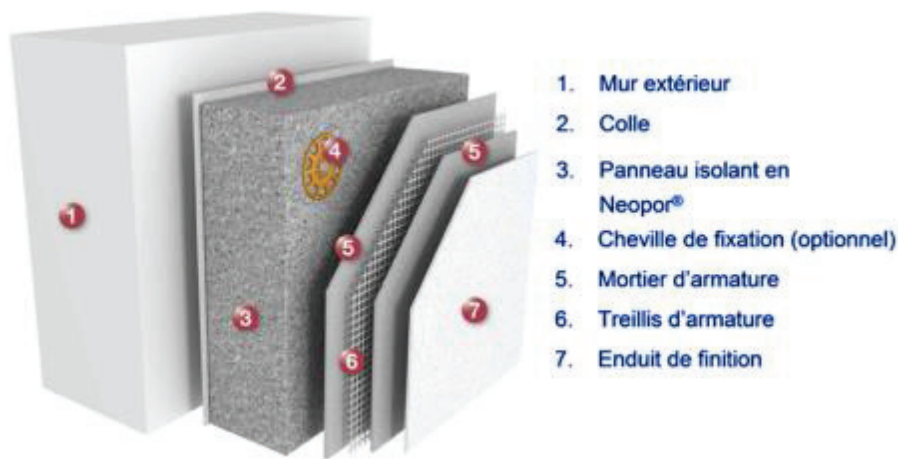


Figure II-32 : Voile BA isolé par l'extérieur

II.3.3 Les structures hybrides

Plusieurs chercheurs ont étudié les murs bois-béton. [Pozza et al., 2012] ont réalisé des essais cycliques sur plusieurs configurations de murs hybrides. Le but est d'évaluer ce système constructif lorsqu'il est soumis à des cycles de chargement-déchargement dans le plan du mur et d'en faire le parallèle avec sa capacité à résister aux séismes.

Le mur est basé sur le même principe que les murs bois classiques sauf que le bardage est constitué de plaques de béton vissées sur un support en bois. Le module de base (mur A) fait 3,24 m de haut pour 1,08 m de long (Figure II-33). Ils ont également réalisé un modèle en associant deux modules de base (mur B) et un modèle associant trois modules de base avec une ouverture pour simuler une fenêtre (mur C). Les murs B et C après avoir été testés sont visibles sur la Figure II-34.

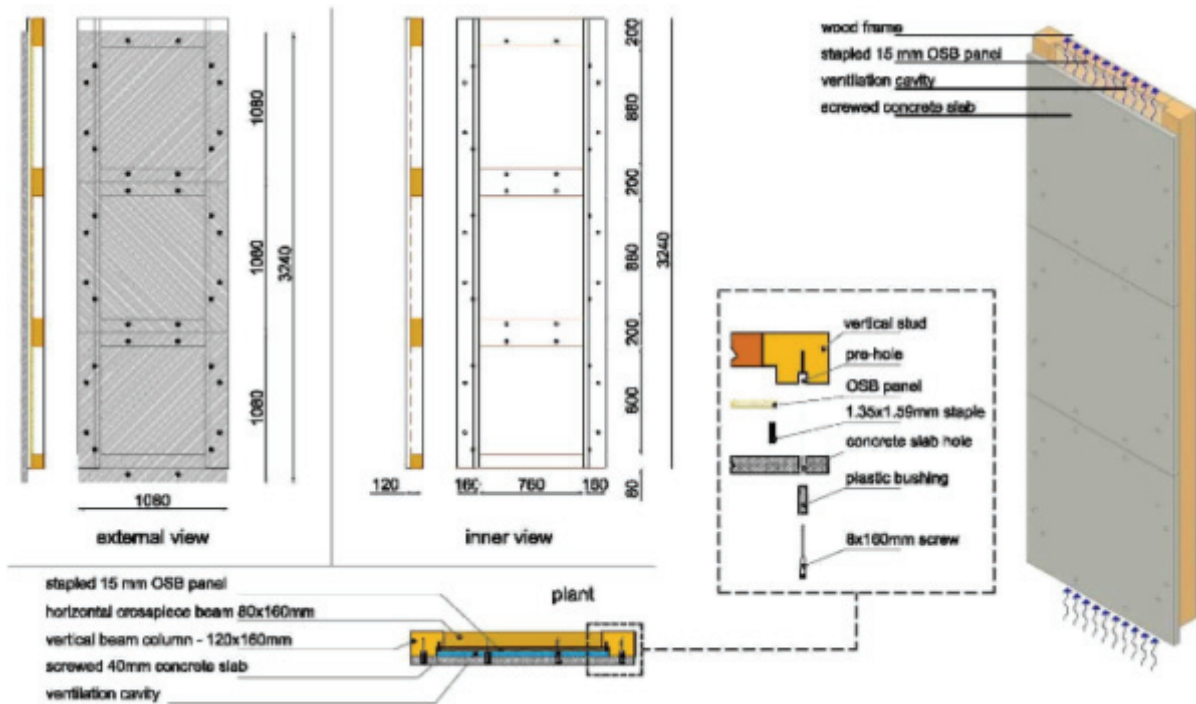


Figure II-33 : Détail du mur bois-béton selon [Pozza et al., 2012]



Figure II-34 : Mur B et mur C après essais

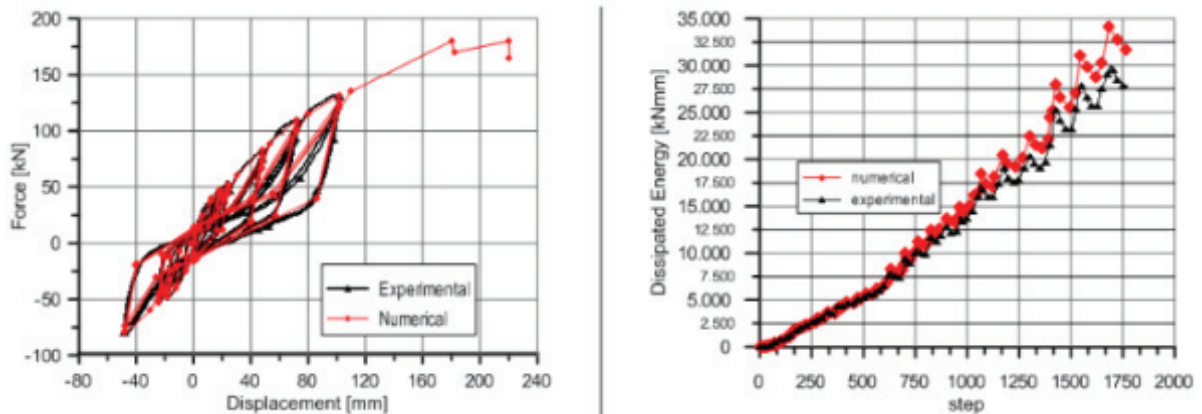


Figure II-35 : Courbe charge-déplacement (gauche) et énergie dissipée droite pour le mur B [Pozza et al., 2012]

Les résultats ainsi que les modélisations montrent que ce concept de mur bois-béton réagit bien à des sollicitations répétées du style séisme et que les prévisions sont assez proches des résultats expérimentaux, soit au maximum 15% d'erreur.

La Figure II-35 représente pour le mur B, la courbe charge-déplacement et l'énergie dissipée au cours de l'essai cyclique en faisant la comparaison entre les résultats expérimentaux et un modèle aux éléments finis (EF).

[Destro et al., 2015] réalise lui un mur hybride bois-béton composé d'un cadre en bois avec deux poteaux GL24h (80x320 mm²), une traverse haute en GL24h (300 mm de large avec une hauteur variable) et une traverse basse avec un panneau OSB. Ce cadre est connecté à une plaque de béton armé (50 mm d'épaisseur). La connexion entre le bois et le béton est assurée avec des connecteurs continus. Enfin une isolation est réalisée dans le cadre bois. La Figure II-36 présente le mur hybride étudié par les auteurs.

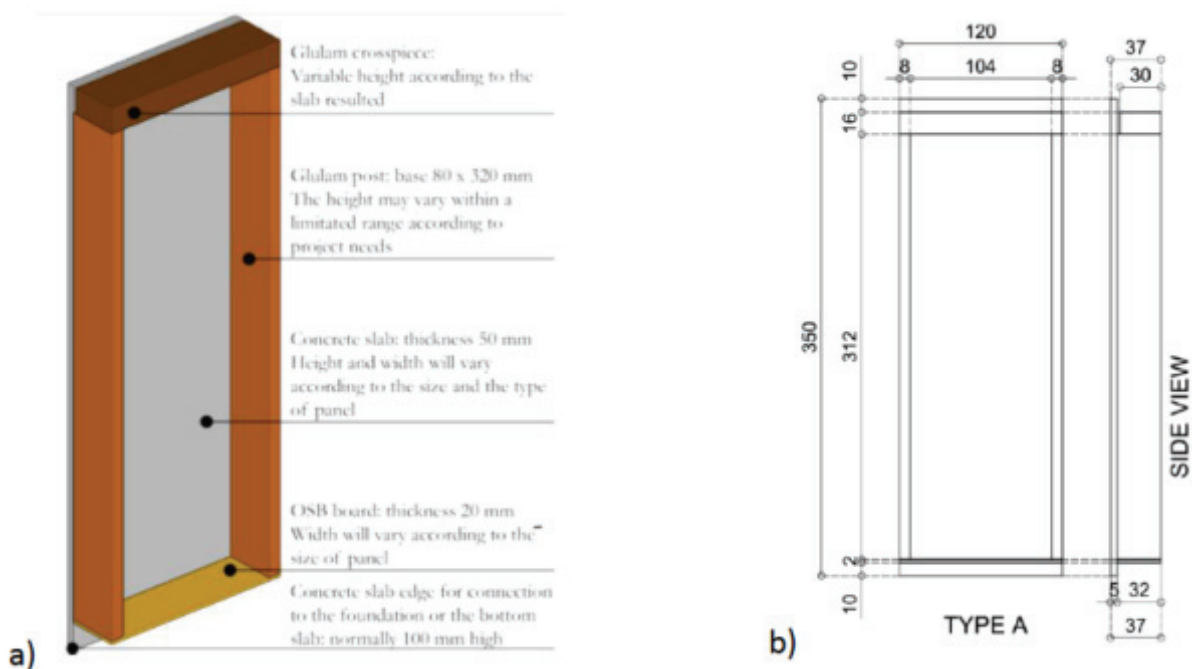


Figure II-36 : Mur bois-béton a) perspective b) géométrie de la section [Destro et al., 2015]

Une étude mécanique et une étude thermique ont été faites pour caractériser le système hybride. Du point de vue mécanique, le mur bois-béton a été soumis à une force verticale en tête pour simuler la descente de charge des niveaux supérieurs et une force horizontale en tête est appliquée progressivement. La mesure du déplacement horizontal du mur est enregistrée. Ainsi les auteurs ont pu tracer l'évolution de la charge horizontale en fonction du déplacement horizontal qui est représentée sur la Figure II-37.

Les trois essais montrent que le comportement mécanique est bilinéaire jusqu'à la charge de rupture qui est d'environ 22 kN. De plus la rupture est plutôt ductile ce qui laisse le temps de voir apparaître

les dommages sur la structure, avec une ruine de la connexion entre le mur et la fondation mais également des ruptures par cisaillement.

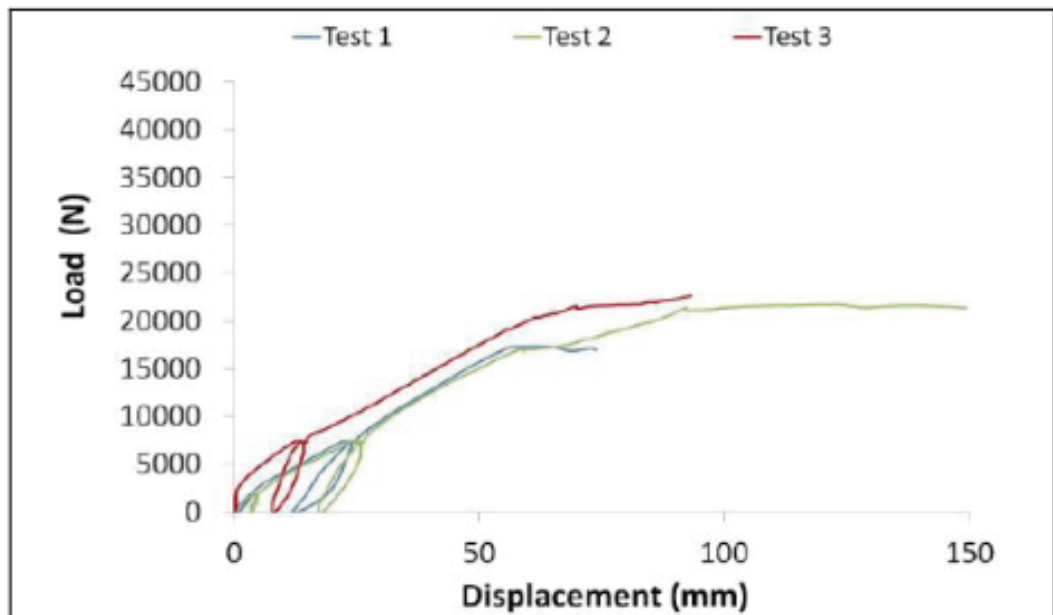


Figure II-37 : Courbe charge-déplacement du mur en tête

Au niveau des performances thermiques, une comparaison entre un mur hybride bois-béton et un mur hybride sans la plaque de béton a été réalisée. Il en ressort que la plaque de béton n'a pratiquement aucun effet sur la résistance thermique. Néanmoins, les résultats montrent une bonne résistance thermique, de l'ordre de $0,20 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ dans les deux configurations (avec et sans plaque de béton), alors que les murs en béton cellulaire de 30 cm ont une résistance de $0,6 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$.

III PROBLEMATIQUE DE LA THESE ET OBJECTIFS

D'après les informations recueillies dans la littérature, il existe aujourd'hui des systèmes hybrides bois-béton assemblés généralement par des connecteurs mécaniques de types goujons, clous ou vis. L'utilisation du collage dans des systèmes constructifs est peu répandue alors que cette technologie apporte plusieurs avantages et est largement utilisée dans d'autres domaines de pointe. Le frein à son usage vient du comportement à long terme, qui est encore mal connu et peu étudié, ainsi que la justification au niveau des normes et règlements.

Dans la littérature, les éléments testés sont la plupart du temps de portée inférieure à 5-6 m. Dans un premier temps le collage était plutôt réalisé par voie humide, c'est-à-dire avec le coulage du béton sur la partie bois qui avait été au préalable recouvert de colle. Par la suite, c'est la voie sèche qui a pris le relais, cela permettant de préfabriquer les éléments bois et béton. Plusieurs raisons font que la voie sèche est plus prisée depuis les dernières années. En effet, le béton frais étant soumis au retrait, il peut subir dès le jeune âge des contraintes dues à la présence du bois (retrait empêché) ou à son propre retrait [Parmentier et al., 2009]. De plus un timing précis doit être suivi pour couler le

béton sur la colle fraîche car si la colle est trop liquide, le béton peut enlever l'adhésif, et au contraire, si le coulage est réalisé trop tard, le béton n'adhèrera pas au bois.

Enfin parmi les études réalisées, les traitements de surface afin d'améliorer l'adhérence entre les matériaux bois-béton sont un nettoyage des surfaces et un ponçage du béton de manière quasi systématique.

Existe-il d'autres traitements de surface plus efficaces ? Est-il possible de réaliser des assemblages bois-béton par voie humide en présence d'un traitement de surface éradiquant les problèmes généralement rencontrés lors du coulage du béton sur l'ensemble « bois-colle fraîche » ?

Le but de cette thèse sera de réaliser des éléments porteurs horizontaux (poutre et plancher) ayant une grande portée ($L=8\text{m}$ minimum), de juger de leur capacité à reprendre les charges ainsi que des limites de déplacement et de les comparer aux solutions bois déjà existantes. Le tout en apportant une touche d'innovation des concepts bois-béton réalisés par collage, à l'aide d'un traitement de surface optimisé.

Les effets à long terme sont un frein à l'utilisation du collage dans les structures. Le fluage de structures hybrides a déjà été étudié par des nombreux auteurs. Des essais de fatigue ont également fait l'objet de recherche pour des ponts mixtes. Cependant, dans le domaine des bureaux et des habitations, des porteurs horizontaux n'ont pas encore fait l'objet d'étude. D'autant plus que ce phénomène se couple avec des effets à long terme tels que le fluage.

Enfin un modèle sera présenté pour déterminer et prédire le comportement de structures hybrides bois-béton afin de fournir une réponse sur les codes de dimensionnement et les règlements.

Les études sur les murs hybrides bois-béton sont peu nombreuses. La connexion des matériaux se réalise par des clous ou des connecteurs principalement. La réalisation d'une façade bois-béton par collage est donc un concept innovant dans le domaine de la construction qui fera partie du projet HYBRIDAL mais ne sera pas traitée dans ce travail de thèse.

CHAP 2 : COMPORTEMENT INSTANTANE DES STRUCTURES HYBRIDES BOIS-BETON

Après ce premier chapitre bibliographique, le chapitre 2 présente l'étude du comportement instantané sous chargement statique, menée au laboratoire LMC². Elle se décompose de la manière suivante, une caractérisation des matériaux suivie d'une analyse du comportement mécanique local du système bois-béton au travers de tests de l'interface collée et du comportement mécanique global au niveau des porteurs bois-béton (poutres et planchers). Enfin une étude analytique permettant de modéliser le comportement mécanique instantané des poutres et planchers est proposée.

IV MATERIAUX ET METHODES

Une étude expérimentale précise nécessite toujours une première étape consistant à caractériser les matériaux utilisés à l'aide de méthodes clairement définies. Ce sont différentes normes qui définissent précisément comment déterminer les caractéristiques de nos matériaux.

IV.1 MATERIAUX

IV.1.1 Bois

Le bois utilisé est un bois lamellé-collé de classe de résistance GL24h. Selon l'EC5, sa résistance en compression est de 24 MPa avec un module d'élasticité proche de 11 GPa (valeurs caractéristiques). Il est fourni par l'entreprise CRUARD, spécialisée dans les constructions bois. Les éléments bois sont préparés en amont par la société avant la livraison soit à d'autres entreprises soit au laboratoire. Des essais de caractérisation ont été effectués pour confirmer les valeurs théoriques de l'EC5 et sont regroupé en annexe. Les valeurs obtenues en traction pour le bois GL24h sont regroupées dans le Tableau IV-1 :

Caractéristiques	R_{t_moy} (MPa)	E_{moy} (MPa)
GL24h	53 (± 13)	17789 (± 5190)

Tableau IV-1 : Propriétés en traction du bois lamellé collé utilisé pour le projet (valeurs moyennes)

IV.1.2 Béton

Plusieurs bétons sont utilisés au cours du projet. Plusieurs gammes de résistances sont testées que ce soit pour les essais de cisaillement ou les essais de flexion. Ainsi, deux types de béton fibré

ultra haute performance (BFUP) sont fournis par l'entreprise JOUSSELIN ou fabriqués au laboratoire dont les formulations sont présentées dans le Tableau IV-2 en kg/m³ pour le BFUP Ductal et le BFUP VICAT. La procédure à suivre pour la fabrication des BFUP est décrite en annexe et doit être respecté strictement afin d'obtenir les meilleures performances.

BFUP	Prémix	Eau	Adjuvant	Accélérateur	Fibres métalliques
Ductal®	2178 (gris G2)	135,8	29,8 (F2)	-	160
VICAT	2085	176	21 (tempo 10)	8 (Sika set 2)	197,5

Tableau IV-2 : Formulation des BFUP en kg/m³

Du béton ordinaire est également mis en œuvre avec une résistance à la compression à 28j de l'ordre 50 à 65 MPa suivant les gâchées. Puis un béton à hautes performances (BHP) est également fabriqué avec une résistance caractéristique à 28j de l'ordre de 57 MPa. Enfin un béton à base de fumée de silice a été élaboré avec une résistance à la compression de 39 MPa à 28j. Ce résultat est relativement faible pour un béton à base de fumée de silice. Les essais de compressions ont été réalisés sur un minimum de trois éprouvettes pour chaque type de béton. Le Tableau IV-3 synthétise les différentes caractéristiques de chaque type de béton utilisé d'après les essais réalisés au laboratoire LMC² (compression et module d'élasticité). Pour le béton ordinaire, une distinction a été faite entre le BO fabriqué au laboratoire et celui réalisé par l'entreprise Jousselin. Les trois derniers bétons ont été testé en compression uniquement sans mesure du module d'élasticité car ils ont été utilisés pour l'étude locale de l'interface bois béton lors des essais push-out et non pas lors de l'étude en flexion des poutres et planchers.

BETON	DUCTAL	VICAT	BO _{Ent}	BO _{Labo}	BHP	BFS
R _c à 28j (MPa)	187 (±5)	174 (±13)	64 (±1)	49,4	56,8	39,4
E (MPa)	56801	50875	41274	-	-	-

Tableau IV-3: Résistance en compression à 28j des bétons utilisés (valeurs moyennes)

IV.1.3 Colles

Le fournisseur des adhésifs est la société BOSTIK, qui nous a procuré quatre types de résines : trois époxydes bi-composants dont une résine rapide expérimentale et une colle polyuréthane mono-composante. Le Tableau IV-4 présente les différentes colles utilisées.

Les trois premières résines sont les résines époxydiques bi-composantes (résine et durcisseur). La PU est mono-composant et réagit avec l'humidité de l'air.

Désignation	Eponal 316 de TH	Eponal 371 V1	Résine Rapide	Polyuréthane XPU 18268 F
Abréviation	Ep316	Ep371	XEP	PU

Tableau IV-4 : Adhésifs fournis par BOSTIK

IV.1.4 Renforts (barres et treillis)

Dans le but d'améliorer les caractéristiques des prototypes bois-béton, des renforts en acier ou en profilé renforcé aux fibres (PRF ou FRP) sont utilisés. Les aciers sont des barres HA ou des treillis soudés anti-fissuration RAFC, utilisés classiquement dans la construction. Les aciers sont fournis par la société JOUSSELIN.

Les PRF sont des barres de type RS (traitement de surface) en carbone de diamètre 10 mm, fournis par l'entreprise TORAY.

Toutes les caractéristiques des renforts sont récapitulées dans le Tableau IV-5.

Caractéristiques	Barre HA	PRFC
Module (GPa)	210	165
Résistance traction (MPa)	550	2200

Tableau IV-5 : Caractéristiques mécaniques des renforts utilisés (données constructeurs)

IV.2 METHODES

Bien que ces matériaux soient fournis par des entreprises qui garantissent un certain degré de conformité entre chaque éprouvette, des tests en laboratoire ont été effectués pour vérifier les caractéristiques mécaniques réelles et non garanties de chaque constituant. Ces valeurs seront prises en compte dans les modèles par la suite.

IV.2.1 Résistance en compression

La résistance en compression des matériaux utilisés est déterminée suivant les normes relatives à chaque matériau. Ainsi, pour le béton, la procédure décrite par la norme NF EN 206 a été suivie. Des éprouvettes cylindriques 11x22 cm² ou des éprouvettes cubiques d'arête 10 cm ont été testées sur une presse hydraulique d'une capacité maximale de 3000 kN jusqu'à la rupture.

IV.2.2 Résistance en traction

Un essai de traction directe, issu de la norme [CEN NF B 51-018, 1988], est réalisé sur le bois GL24h. Les échantillons de bois doivent être au préalable usinés et préparés. Des jauges de déformations sont placées sur les éprouvettes en bois pour déterminer leur module d'élasticité.

V CARACTERISATION MECANIQUE DU SYSTEME

V.1 CARACTERISATION DU JOINT DE COLLE PAR ESSAI TYPE PUSH OUT

Dans un premier temps, caractérisons le joint de colle à l'aide d'essais push-out qui sont des essais de compression-cisaillement à double recouvrement.

V.1.1 Présentation de l'essai Push Out

Cet essai permet de caractériser le comportement au cisaillement de l'interface entre les matériaux bois et béton et donc d'observer le système de connexion entre ces matériaux.

V.1.1.1 Matériaux et Géométrie

Les matériaux cimentaires utilisés sont un béton fibré ultra performant (BFUP), un béton ordinaire (BO), un béton haute performance (BHP) et un béton à base de fumée de silice (BFS). Ces bétons sont fabriqués par la société JOUSSELIN ou par le laboratoire LMC². Les éprouvettes fournies sont prismatiques, ayant comme dimension 180x90x45 mm³ pour le BFUP et 180x90x90 mm³ pour les autres bétons. Malgré une épaisseur plus fine du BFUP, aucun problème n'a été relevé lors des essais sur une rupture par compression de ce béton.

Le bois est lui fournit par l'entreprise Cruard, c'est une bois lamellé-collé de classe GL24h. Les dimensions des éprouvettes sont de 180x90x90 mm³.

Les éprouvettes push out sont constituées de deux éléments bois, placés en périphérie, et d'un élément central en béton. Malgré les recommandation de [Carvalho and Carrasco, 2010] sur la configuration à adopter pour les essais push-out, il a été décidé d'utiliser la configuration Bois-Béton-Bois. En effet, ici le système de liaison n'étant pas des connecteurs métalliques, les concentrations de contrainte sont très diminuées grâce au collage, de plus, le béton utilisé est de meilleure qualité et sera moins sujet à de la fissuration. La Figure V-1 décrit la forme générale des éprouvettes push out. Plusieurs géométries de collage et plusieurs états de surface ou technologies de connexion sont testés et récapitulés dans le Tableau V-1.

En effet, trois types d'états de surface sont expérimentés : un brossage à 5 jours, un brossage à 1 jour et un ponçage mécanique. Les brossages à 5j et 1j sont réalisés par des brosses de type chiendent alors que le ponçage a été effectué avec une ponceuse au disque diamanté. Ces trois états de surface font partie de ce qui sera qualifié de « voie sèche » puisque le béton qui est collé sur le bois a déjà fait prise et durci.

En supplément de ces trois états de surface, d'autres systèmes d'assemblages ont été expérimentés. Une « voie humide » notamment, où le béton est coulé directement sur le bois selon deux configurations. La première configuration est un coulage du matériau cimentaire sur le bois qui aura reçu au préalable une couche de colle fraîche. La deuxième configuration est un coulage sur un bois ayant subi un prétraitement. La surface de bois a reçu une couche de colle et a été saupoudrée de sable dont la granulométrie est comprise entre 0,2 et 0,4 mm (sablage fin) ou 0,1 et 0,63 mm (sablage moyen) ou 0,6 et 1,6 mm (sablage gros).

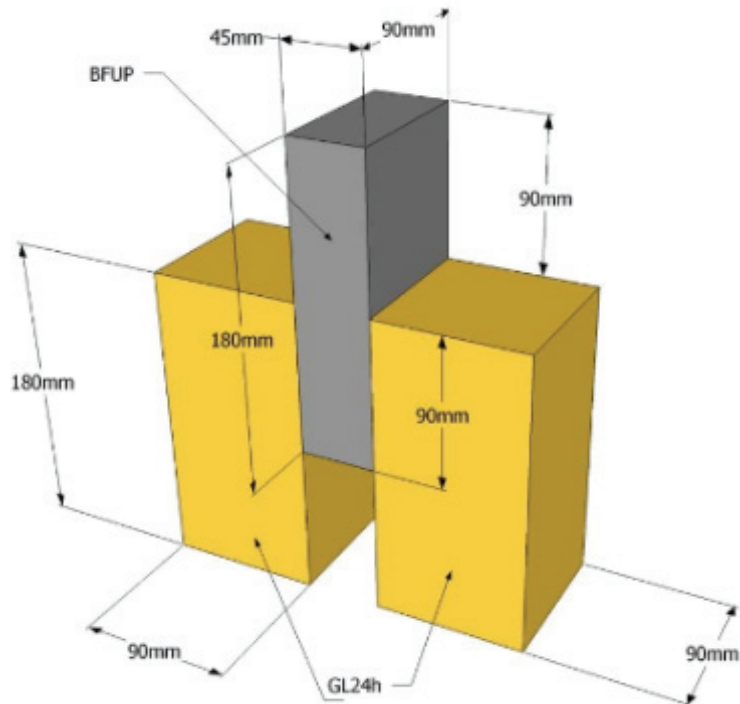


Figure V-1 : Exemple d'éprouvette push out

Pour le collage, quatre adhésifs sont testés dont trois sont des époxydes bi-composants dénommés Ep316, Ep371 et XEP. Le dernier adhésif est une colle polyuréthane mono-composante nommé PU.

Ensuite la longueur de collage est le dernier paramètre évalué. Pour commencer, la longueur de collage, ou au contraire la hauteur libre, a été choisi à mi-hauteur soit une hauteur libre de 90 mm. Puis la hauteur libre a été abaissée à 50 mm soit une longueur de collage de 130 mm.

Enfin un dernier essai push out a été effectué sur une éprouvette constituée de trois éléments bois collés avec l'adhésif Ep371 servant de référence à nos essais.

La dénomination des éprouvettes se construit de la manière suivante A.B-C-D où A est le matériau central de l'essai (BFUP, BO, BFS¹), B est le traitement de surface (brossage à 5j ou 1j, Ponçage Mécanique, Sablage fin/moyen/grossier ou type de sable), C désigne la résine utilisée (Ep316, Ep371, XEP, PU) et enfin D est la hauteur libre (par défaut 90 mm ou 50 mm).

Deux configurations sont nommées de manière particulière, la référence « bois collé sur bois avec Ep371 » désignée par RefBois-Ep371-hl90 et la configuration « BFUP coulé entre deux éléments BO » désignée par BO/BFUP-hl50.

¹ BFS : Béton avec Fumée de Silice

DESIGNATION	Etat de surface Taille	Type de colle	Hauteur libre	Nombre	
RefBois-Ep371-hI90	-	Ep371	90	3	
BFUP.5j-Ep316-hI90	Brossage 5j	Ep316			
BFUP.5j-Ep371-hI90		Ep371			
BFUP.5j-XEP-hI90		XEP			
BFUP.5j-PU-hI90		PU			
BFUP.1j-Ep316-hI90		Brossage 1j			Ep316
BFUP.1j-Ep371-hI90	Ep371				
BFUP.1j-XEP-hI90	XEP				
BFUP.1j-PU-hI90	PU				
BFUP.PM-Ep316-hI90	Ponçage	Ep316			3
BFUP.PM-Ep371-hI90		Ep371			
BFUP.PM-XEP-hI90		XEP			
BFUP.PM-PU-hI90		PU			
BFUP.PM-Ep371-hI50	Ponçage	Ep371			50
BFUP.Frais-Ep371-hI50	Frais	Ep371 frais			
BFUP.SabF-Ep371-hI50	Sablage Fin	Ep371			
BFUP.SabM-Ep371-hI50	Sablage Moyen				
BFUP1%.SabM-Ep371-hI50	Sablage Moyen				
BFUP0,5%.SabM-Ep371-hI50	Sablage Moyen				
BHPfib.SabF-Ep371-hI50	Sablage Fin				
BHPfib.SabM-Ep371-hI50	Sablage Moyen				
BHP.SabF-Ep371-hI50	Sablage Fin				
BHP.SabM-Ep371-hI50	Sablage Moyen				
BO.SabF-Ep371-hI50	Sablage Fin				
BO.SabM-Ep371-hI50	Sablage Moyen				
BO.SabG-Ep371-hI50	Sablage Gros				
BFS.SabF-Ep371-hI50	Sablage Fin				
BO/BFUP-hI50	-		-		
BO.Corindon-Ep371-hI50	0,5-1 mm		Ep371		
BO.Laitier-Ep371-hI50	0,2-0,8 mm				
BO.Cuivre-Ep371-hI50	0,2-1 mm				
BO.Olivine-Ep371-hI50	0,2-0,8 mm				
BO.Grenat-Ep371-hI50	0,4-0,8 mm				

Tableau V-1 : Récapitulatif des éprouvettes Push Out

V.1.1.2 Instrumentation de l'essai

L'essai Push Out est effectué sur une presse hydraulique d'une capacité de 1000 kN. L'essai est piloté en déplacement avec une vitesse de chargement de 0,3 mm/min. Les données enregistrées pendant l'essai sont donc la force appliquée par la presse au cours du temps mais également le déplacement de la traverse.

En outre, deux autres capteurs de déplacement, de type LVDT d'une course de $\pm 7,5$ mm, ont été disposés pour enregistrer le glissement entre les matériaux (Figure V-2). Toutes les données sont collectées par l'unité centrale avant traitement et analyse.

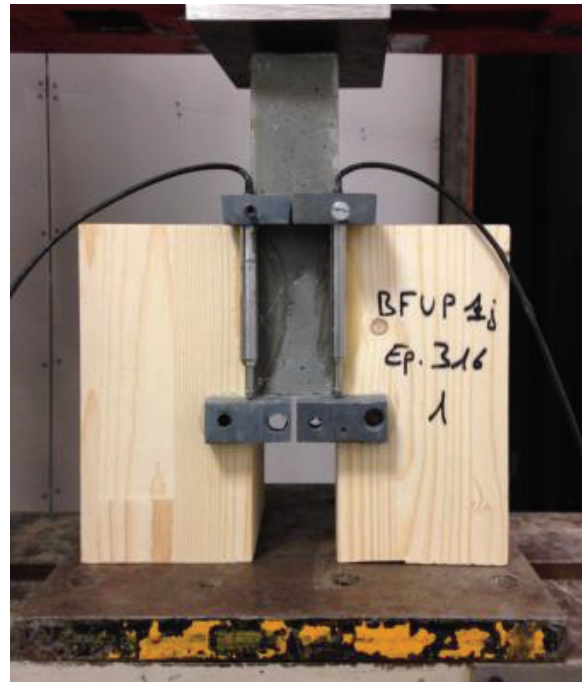


Figure V-2 : Epreuve Push Out avec capteurs LVDT pour mesurer le glissement entre le bois et le béton

V.1.2 Analyse de l'Essai Push out

Dans cette partie, nous allons nous consacrer à l'analyse des résultats obtenus lors des différents essais Push Out. Le travail est séparé en plusieurs étapes. La première étape consiste à comparer les colles et les états de surface du BFUP préfabriqué. Puis l'influence de la hauteur libre sur les essais est analysée et enfin les systèmes d'assemblage dits « voie sèche » et « voie humide » sont comparés. D'après les recherches bibliographiques, la rigidité de connexion par collage est très élevée. Ainsi, nous nous intéressons ici exclusivement aux contraintes que peuvent reprendre la connexion, sans se préoccuper de la raideur de la connexion.

V.1.2.1 Choix de l'adhésif et de l'état de surface du béton préfabriqué

Dans cette première sous-partie, l'influence de l'état de surface du béton sera analysée pour les quatre types de colles. Cette première étude comparative permettra de dégager pour la suite du projet les meilleurs paramètres à retenir pour le système constructif.

Les résultats sont présentés sous forme de contrainte au niveau du joint de colle. Pour cela, la contrainte de rupture est définie à l'aide de l'équation suivante :

$$\tau = \frac{F}{2A}$$

Equation V-1

où τ représente la contrainte de cisaillement en MPa, F la force exercée en N et A l'aire d'une surface de collage en mm². Comme l'éprouvette est symétrique, il y a deux surfaces collées.

Le Tableau V-2 résume la moyenne de tous les résultats obtenus avec les modes de rupture des éprouvettes et les écart-types. Les valeurs présentées ont été calculées avec un minimum de trois résultats d'essai.

BFUP RESINE	BFUP 5j		BFUP 1j		Ponçage	
	Cont (MPa)	Rupture (%)	Cont (MPa)	Rupture (%)	Cont (MPa)	Rupture (%)
Ep 316	2,4 ± 1,7	> 90 adh	2,9 ± 1,5	> 80 adh	7,4 ± 2,4	> 80 bois
Ep 371	4,0 ± 2,7	> 80 adh	6,0 ± 2,4	> 90 bois	7,9 ± 0,9	> 60 bois
XEP	2,4 ± 1,0	> 95 adh	4,5 ± 2,4	> 50 adh	5,4 ± 2,8	> 70 bois
PU	0,9 ± 0,2	adh	3,9 ± 1,8	80 adh	1,9 ± 0,7	> 70 colle

Tableau V-2 : Résumé des résultats push out (hauteur libre 90mm)

Le mode de rupture est décrit suivant le code suivant :

- adh : rupture adhésive au niveau de l'interface colle/matériau ;
- colle : rupture cohésive au niveau de la résine ;
- bois : rupture cohésive au niveau du bois.

Il est intéressant de noter que le mode de rupture est au niveau de l'interface (adh) pour un béton brossé à 5j alors que pour le ponçage, c'est un des matériaux qui devient l'élément de rupture.

Les écart-types sont eux aussi à regarder de plus près puisqu'ils sont assez importants. Cela peut s'expliquer par l'utilisation du bois qui est un matériau naturel très hétérogène. Il est donc difficile d'avoir des résultats fiables.

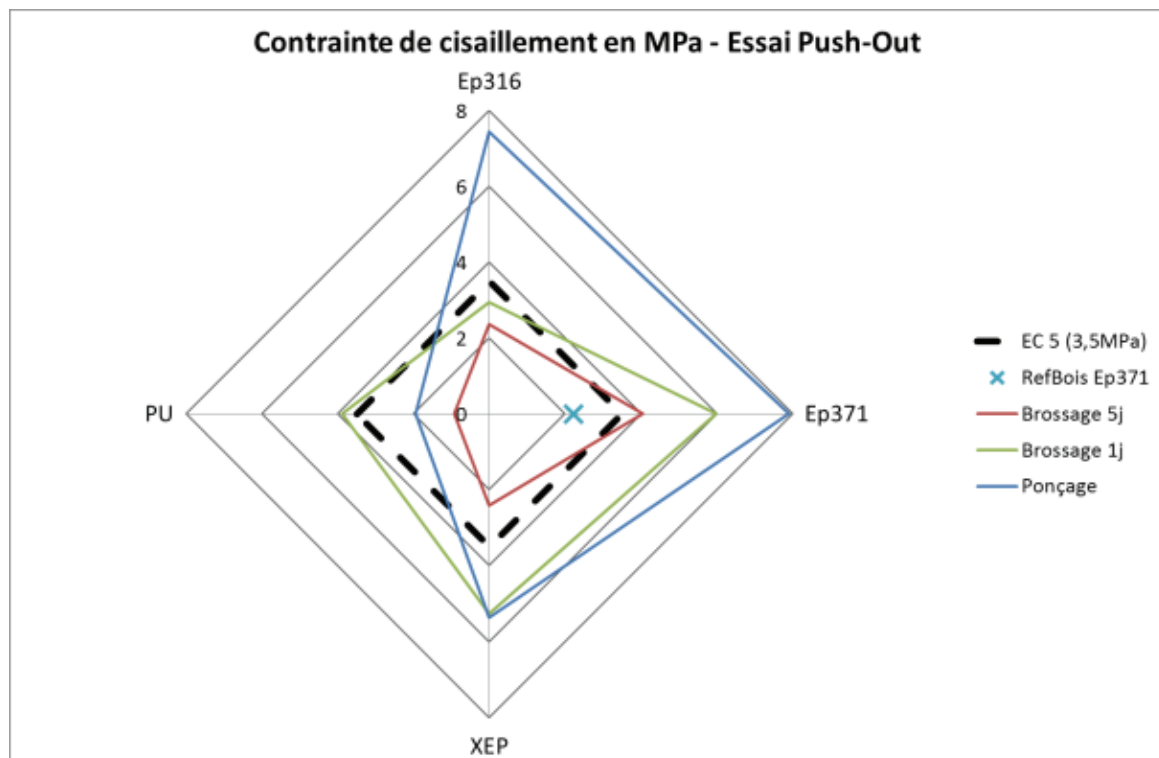


Figure V-3 : Contrainte de cisaillement à la rupture des essais push out en MPa

La Figure V-3 présente graphiquement les moyennes du Tableau V-2. En plus la valeur caractéristique de cisaillement que recommande l'Eurocode 5 pour du GL24h a été tracée. D'après l'essai push out sur la référence Bois-Bois avec la colle Ep371, la résistance au cisaillement est de 2,2 MPa, soit environ 37% de moins que la résistance préconisée par l'EC5 pour les calculs (3,5 MPa). En regardant de plus près les essais sur la référence, l'écart-type est très élevé (1,7 MPa) et la rupture a lieu dans un élément bois. Vu le caractère naturel et hétérogène du bois, il n'est pas surprenant d'avoir des résultats aussi dispersés.

Au niveau des états de surface, d'une manière générale, la conclusion est que le ponçage possède de meilleurs résultats que le brossage à 1j. Le collage avec PU et XEP présente des conclusions différentes et font exception. Effectivement, l'utilisation de la colle PU montre que le brossage à 1j a de meilleures performances que le ponçage. L'explication à cette exception pourrait venir du fait que le ponçage mécanique présente des aspérités très fortes qui engendreraient des faiblesses au niveau de la colle PU. Cette colle réagit avec l'humidité de l'air pour catalyser et prend alors l'aspect d'une mousse blanchâtre plutôt fragile. L'adhésif XEP montre lui des résultats très similaires entre le brossage à 1j et le ponçage.

Le brossage à 5j présente quant à lui, les résultats les plus faibles. A part pour l'utilisation de l'Ep371, les résultats sont même inférieurs à ceux préconisés par l'EC5. Il faut se rappeler que le BFUP est un matériau particulier, très résistant. Le brossage à 5j n'est pas efficace car le béton présente des caractéristiques mécaniques à 5 jours trop importantes pour être affecté par le brossage. En brossant à 1j, il est plus facile de préparer la surface de béton pour le collage. Par contre lorsque le béton est poncé, l'état de surface n'est pas du tout le même. Il présente plus de rugosité et la surface est plus apte à adhérer avec la résine puisque les liaisons chimiques étant été fraîchement rompues, sont prêtes à reformer des liaisons physico-chimiques avec la colle.

Au niveau des adhésifs utilisés, pour tous les types d'état de surface, l'Ep371 présente les meilleures performances. La résine XEP présente des résultats satisfaisants sauf pour le brossage à 5j. Un résultat intéressant est aussi celui de l'Ep316 avec un BFUP poncé qui est très proche de celui de l'Ep371.

Pour conclure sur ces premiers résultats de caractérisation du joint de colle, il a clairement confirmé que l'état de surface du béton joue un rôle important dans le transfert des sollicitations. Parmi les trois types d'état de surface proposés dans cette étude, le ponçage ressort du lot avec des performances meilleures pour chaque type de colles sauf la PU. Le brossage à 1j bien que moins performant permet aussi d'obtenir de bonnes résistances au cisaillement avec l'Ep371 et la XEP.

Bien entendu la colle utilisée est un choix déterminant pour le système constructif. Parmi les quatre colles testées, l'Ep371 et la XEP présentent les résultats les plus intéressants.

V.1.2.2 Influence de la hauteur libre

La hauteur libre est dans notre cas reliée dans à la longueur de collage. Dans une première phase, les essais ont été réalisés avec une hauteur libre de 90 mm soit en collant le BFUP à mi-hauteur des éléments bois. Dans un deuxième temps il a été décidé de faire varier ce paramètre et d'en voir l'influence en diminuant la hauteur libre à 50 mm.

Certains auteurs ont travaillé sur ce sujet et ont montré que la longueur de collage était reliée à la force de rupture. Les travaux de [Darque-Ceretti and Felder, 2003; Meaud, 2012; Tout, 2014] sur des essais push-out ont démontré que plus la hauteur libre était faible et plus les résultats étaient fiables et moins dispersés. De plus, une hauteur libre inférieure ou égale à 50 mm n'a presque plus d'influence.

Dans la présente étude, les mêmes conclusions que ceux de la littérature sont retrouvées. A savoir que la force de rupture augmente puis se stabilise avec l'augmentation de la longueur de collage, donc avec la diminution de la hauteur libre. La contrainte de rupture diminue donc dans notre cas puisque la force de rupture bien qu'elle augmente légèrement, ne compense pas l'augmentation de la section collée. Les résultats de l'influence de la hauteur libre sur la résistance en cisaillement d'éprouvettes push-out constituées de BFUP, bois GL24h et de colle Ep371 sont présentés en Figure V-4 et le Tableau V-3.

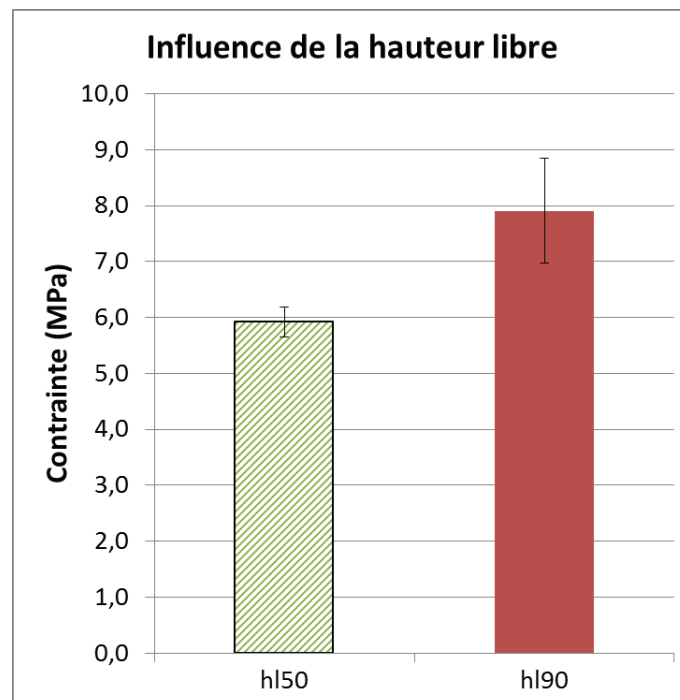


Figure V-4 : Influence de la hauteur libre sur la contrainte de rupture des éprouvettes BFUP.PM-Ep371

En réduisant la hauteur libre, les résultats ont tendance à être plus fiables, l'écart-type diminue et la répétabilité de l'essai est meilleure. Pour la suite des essais push out, la géométrie avec la hauteur libre la plus faible est gardée car plus fiable.

BFUP - Ep371		Contrainte (MPa)	Force maximale (kN)	Aire collée (cm ²)
Ponçage mécanique	hl50	5,9 ± 0,3	138,5	2,3
	hl90	7,9 ± 0,9	128,1	1,6

Tableau V-3 : Récapitulatif des valeurs obtenues essai push out

V.1.2.3 Autre méthode de fabrication : « voie humide »

La première phase des essais nous a permis de déduire la résine la plus efficace pour un système bois-béton collé, mais aussi une géométrie plus adaptée. Nous proposons donc maintenant une alternative constructive. Au lieu de préfabriquer les éprouvettes de BFUP par l'entreprise et de les coller une fois la prise et le durcissement de 28j minimum atteints, nous allons directement couler du béton sur les éprouvettes de bois. La surface du bois subira alors un traitement :

- un enduit de colle fraîche Ep371 juste avant le coulage du béton ;
- un prétraitement du bois : le « sablage ».

Le sablage du bois consiste à enduire une couche de colle Ep371 sur la surface du bois et à immédiatement saupoudrer cette même surface de sable (fin 0,2-0,4 mm ou moyen 0,1-0,63 mm ou grossier 0,6-1,6 mm). Après un séchage de 24h minimum, il est possible de venir couler le béton sur ce bois sablé. La Figure V-5 montre les détails de ce traitement de surface du bois.

Nous comparons donc les résultats obtenus avec l'essai push out sur le BFUP poncé collé avec l'Ep371 ayant une hauteur libre de 50 mm. Comme pour les autres essais, 3 éprouvettes de chaque série ont été effectuées.

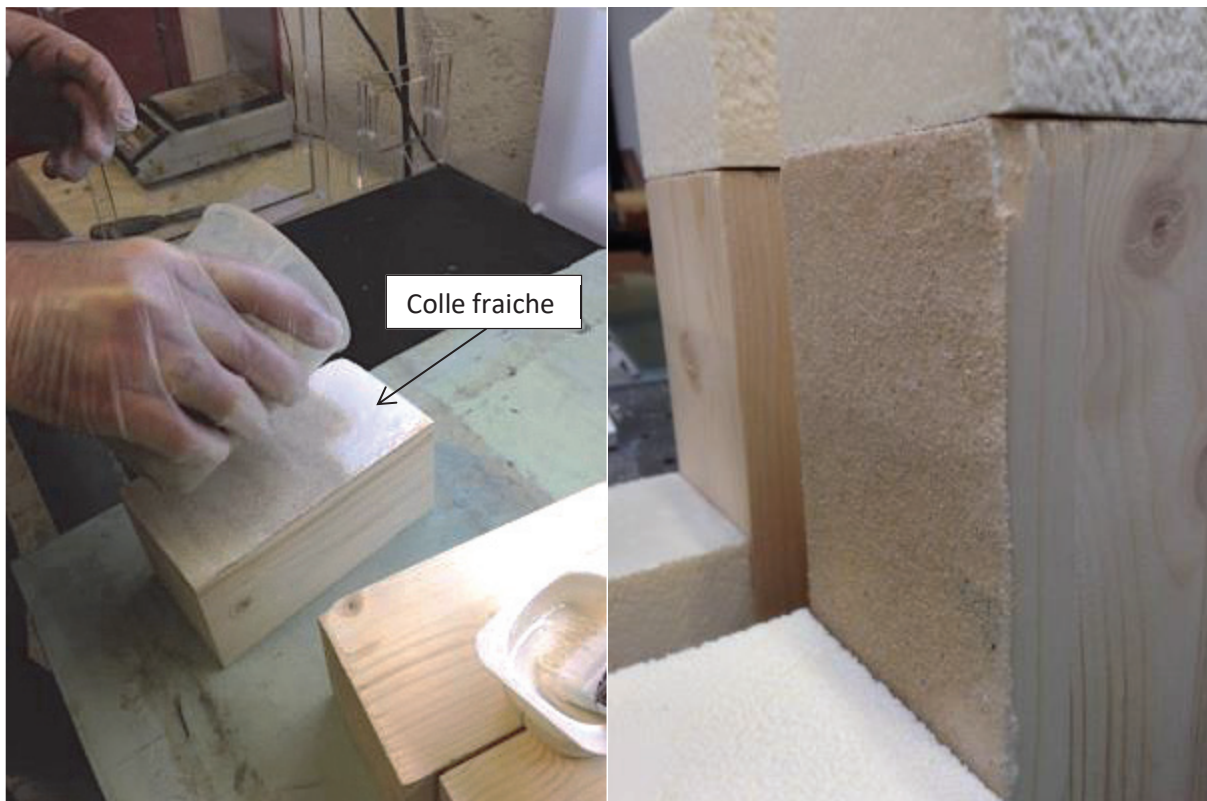


Figure V-5 : Sablage du bois pour essais push out

Ep371-hI50	Cont (MPa)	Rupture (%)
BFUP.Frais	1,8 ± 0,5	> 95 adh
BFUP.SabF	6,3 ± 0,4	> 80 sablage
BFUP.PM	5,9 ± 0,3	> 70 bois

Tableau V-4 : Résistance au cisaillement des essais push out

Dans le Tableau V-4 et la Figure V-6 se trouvent les résultats obtenus pour la résistance à la rupture. Les résultats montrent clairement que la méthode de fabrication alliant le coulage du béton frais sur un joint de colle frais ne permet pas de développer des résistances supérieures à 2 MPa. De plus la rupture se produit presque exclusivement au niveau de l'interface collée. Il semblerait que le BFUP n'ait pas pu adhérer sur la résine. Des problématiques de retrait peuvent également jouer en la défaveur de cet essai. De plus, l'humidité du béton sur la colle fraîche, bien que le béton soit un BFUP donc avec peu d'eau dans sa constitution, est peut-être aussi à l'origine de ces résultats faibles. Par contre lorsque le bois est sablé, l'accroche avec le BFUP frais est bien meilleure. Les contraintes obtenues sont eux aussi importantes puisqu'elles sont du même ordre de celles de la méthode par voie sèche. Ce résultat est très intéressant, surtout du point de vue industriel car cela permet d'avoir deux processus de fabrication différents mais ayant des résultats très proches.

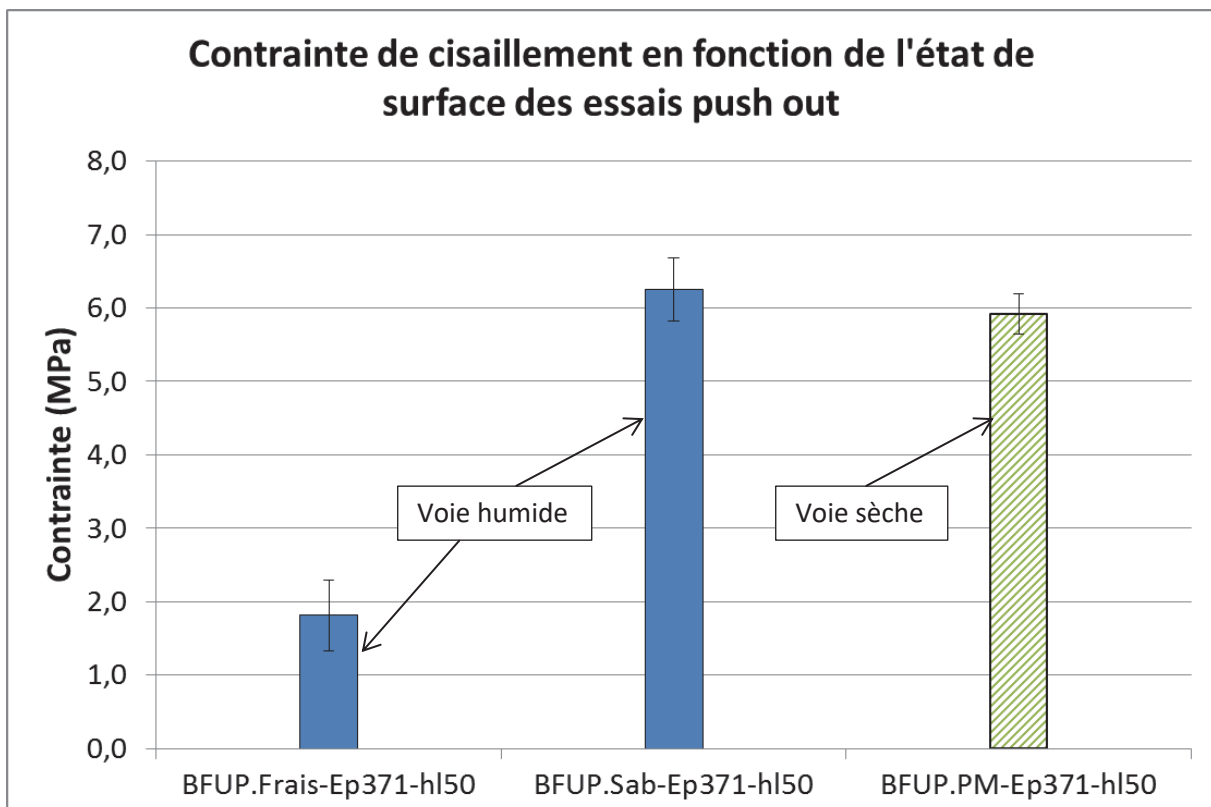


Figure V-6 : Etude comparative entre essais push out par voie sèche et par voie humide

V.1.2.4 Essais exploratoires sur le type de béton et le type de sable

Dans cette partie, des essais ont été menés pour étudier l'influence du type de béton sur la résistance des joints collés mais également le rôle du type de sable utilisé.

Au niveau du type de béton, plusieurs gammes de résistances sont testées, du BFUP au béton ordinaire (BO), en passant par des BHP fibrés ou non et du BFS. Le taux de fibre dans le BFUP fait également parti d'un critère d'étude.

Pour le traitement spécifique du bois, cinq types de sable sont expérimentés (corindon, laitier de hauts fourneaux, cuivre, olivine et grenat). La granulométrie de chaque sable est spécifique mais la plus petite dimension des grains est 0,2 mm et la plus grande est 1 mm.

Les autres éléments restent inchangés, la colle Ep371 est utilisée et la hauteur libre est de 50 mm. Trois éprouvettes sont réalisées pour chacune des nouvelles configurations.

V.1.2.4.1 Etude du type de béton

Plusieurs gammes de résistances de béton sont étudiées. Les caractéristiques des bétons testés sont présentées dans le Tableau V-5 ainsi que les résultats des essais push-out en Figure V-7.

Le terme R_c désigne la résistance en compression des bétons. Pour les modes de rupture, « bet » indique une rupture cohésive au niveau du béton.

CONFIGURATION	Contrainte (MPa)	R_c (MPa)	Mode de rupture
BFUP.PM-Ep371-hI50	5,9±0,3	>150	>70bois
BFUP.Frais-Ep371-hI50	1,8±0,5	>150	>95adh
BFUP.SabF-Ep371-hI50	6,3±0,4	>150	>80bois
BFUP.SabM-Ep371-hI50	2,7±1,6	>150	adh
BFUP1%.SabM-Ep371-hI50	2,4±1,4	>150	>90adh
BFUP0.5%.SabM-Ep371-hI50	3,2±1,4	>150	>80adh
BFS.SabF-Ep371-hI50	0,8±0,3	39,4	>70bet
BHPfib.SabF-Ep371-hI50	1,9±0,6	48,7	>60adh
BHPfib.SabM-Ep371-hI50	4,1±1,5	53,9	>85adh
BHP.SabF-Ep371-hI50	3,9±1,5	57,5	adh
BHP.SabM-Ep371-hI50	3,0±1,3	57,7	adh
BO.SabF-Ep371-hI50	1,3±1,0	53,8	>95bet
BO.SabM-Ep371-hI50	2,9±1,2	>50	>55adh
BO.SabG-Ep371-hI50	2,6±1,6	35,8	>95bet
BO/BFUP-hI50	0,9±0,5	53,8	>90adh

Tableau V-5 : Résultats des configurations push-out avec différents bétons

Voici plusieurs remarques et observations concernant ces résultats. Premièrement, en regardant la résistance des éprouvettes avec du sablage fin, plus le béton est performant et plus la résistance au cisaillement est élevée. Il faut cependant faire attention à la dispersion des mesures qui peut être plus ou moins importante.

Deuxièmement, la granulométrie du sable semble jouer un rôle important dans les résultats de résistance en fonction du béton utilisé. En effet, avec du BFUP et du sable fin, la résistance est de 6MPa environ tandis qu'avec du sable moyen, une baisse de 57% est observée. La même remarque

peut être faite avec le BHP, une baisse de 24% est observable avec du sable moyen. Cependant, avec l'utilisation de BO, l'inverse est visible. Par rapport au sable fin, l'utilisation de sable moyen montre une hausse de 122% des résultats. En regardant de plus près les résultats, une éprouvette BO.SabF montre une résistance bien inférieure aux deux autres éprouvettes. Cette tendance se retrouve également pour le béton BHP fibré avec 115% de gain. L'utilisation de sable grossier avec du BO ne montre pas de grandes différences, une légère baisse de 10% est observée, mais il est à noter également que la résistance du BO avec le sablage grossier est inférieure à celle du BO avec sablage fin ou moyen de 30% environ.

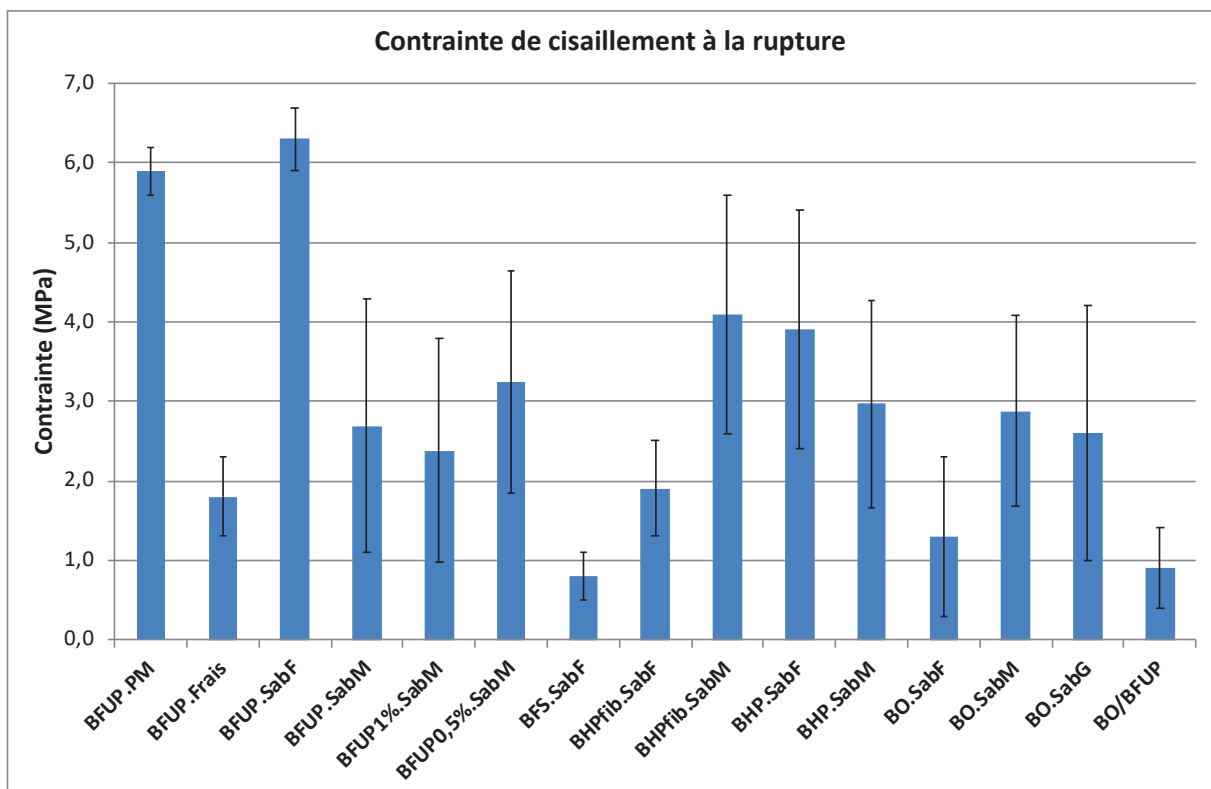


Figure V-7 : Contrainte à la rupture des éprouvettes avec différents bétons

Troisièmement, deux configurations ont des résultats peu satisfaisants avec une résistance proche de 1 MPa. Il s'agit de la configuration BFS.SabF et BO/BFUP. La faible résistance de la configuration BO/BFUP peut s'expliquer par un manque de rugosité entre les deux types de béton avec un mode de ruine à 90% dans au niveau de l'interface entre les matériaux. Effectivement, le but était de couler dans un premier temps les blocs de BO, puis après 7 jours de prise et durcissement, le BFUP est coulé directement sur les blocs de BO qui n'ont subi aucun traitement dans un deuxième temps. Cet essai sera à corréliser par la suite avec l'étude d'un plancher hybride composé de BO et BFUP. Un traitement mécanique serait une solution simple pour améliorer le comportement mécanique en cisaillement. Pour la configuration BFS.SabF, la rupture est essentiellement au niveau du béton qui a une résistance mécanique plus faible que les autres bétons. Cependant, le cas BO.SabG a une résistance mécanique pratiquement identique mais une contrainte de cisaillement bien supérieure. Deux

explications possibles, le sable joue un rôle non négligeable au niveau de la transmission des efforts ou bien le béton avec fumée de silice ne présente pas de compatibilité chimique avec le traitement spécifique du bois.

Pour finir, une étude de l'influence du taux de fibre dans le BFUP montre qu'en diminuant ce taux de fibre à 1% ou 0,5% les résultats restent proches de la référence à 2% de fibre sans changer le mode de ruine. En effet, une baisse de 12% est observée pour le taux de fibre à 1% tandis qu'il y a une augmentation de 19% pour 0,5% de fibre. Mettre moins de fibre permet d'avoir un béton qui sera plus facile à mettre en place et qui aura également un coût diminué. Les performances ne décroissent pas énormément et sont même améliorées avec 0,5% de taux de fibre, il est donc possible d'utiliser un BFUP moins chargé en fibre pour les mêmes performances.

V.1.2.4.2 Influence de la composition chimique du sable

Finalement la composition chimique du sable est étudiée afin de voir si un type de sable montre de meilleures performances mécaniques. Les granulométries des sables varient d'un sable à l'autre mais sont comprises entre des valeurs minimales et maximales de 0,2 et 1,0 mm respectivement.

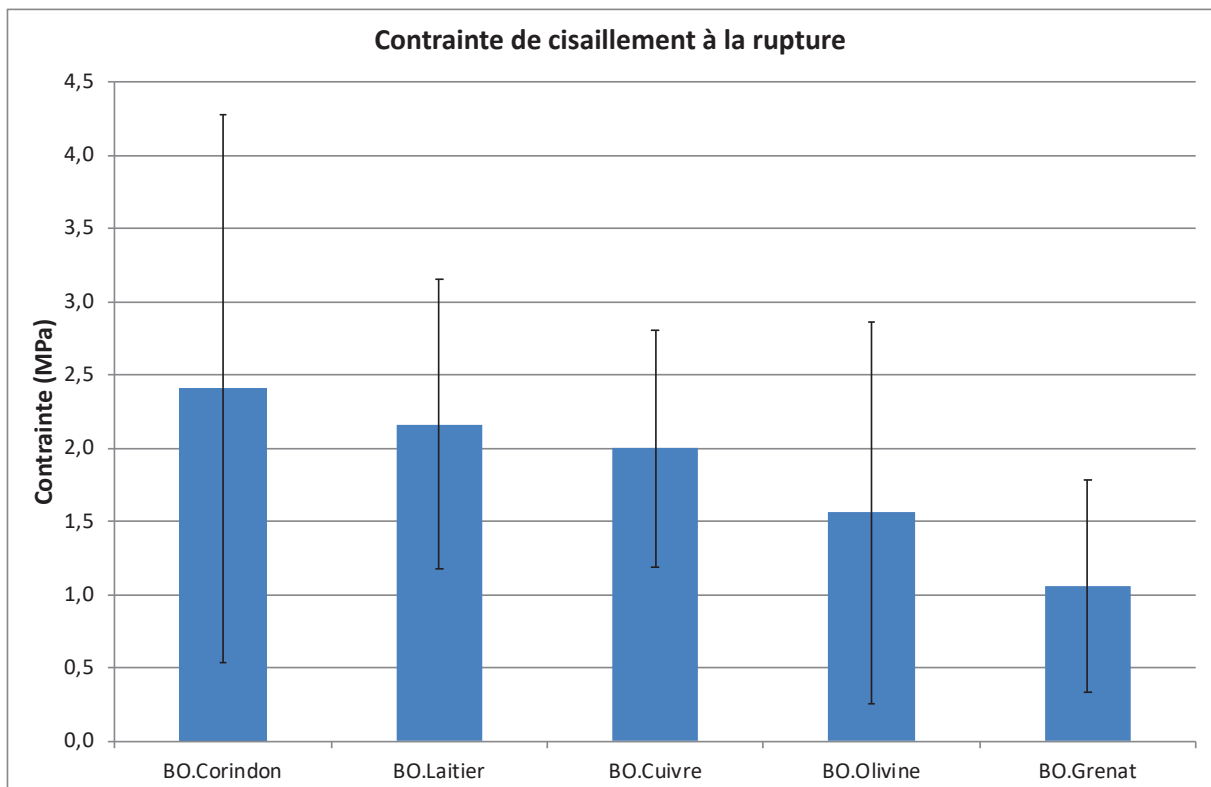


Figure V-8 : Contrainte de cisaillement maximale des éprouvettes en BO

Les résultats des essais de cisaillement sont présentés dans la Figure V-8 et le Tableau V-6. La résistance en cisaillement des éprouvettes montre des résultats proches de 2 MPa en moyenne. La configuration avec du grenat semble être moins performante que les autres. Les modes de ruine sont

au niveau de l'interface bois/béton ou au niveau du béton comme pour la plupart des cas précédent. Au final, il y a peu d'intérêt d'utiliser du sable de composition chimique particulière, aucun gain de résistance n'a été observé et les écart-types sont particulièrement élevés.

CONFIGURATION	Contrainte (MPa)	Rupture
BO.Corindon	2,4±1,9	>55bet
BO.Laitier	2,2±1,0	>90adh
BO.Cuivre	2,0±0,8	>75bet
BO.Olivine	1,6±1,3	>55adh
BO.Grenat	1,1±0,7	>70adh

Tableau V-6 : Résultats essais push-out avec sable de différentes compositions chimiques

V.1.3 Conclusion sur l'essai Push Out

Afin de caractériser l'interface collée, des essais push out ont été réalisés dans le but de comparer plusieurs types de colles et différents aspects de surface. De plus, deux méthodologies de collage ont pu être analysées, une voie sèche avec une préfabrication des éléments et un collage direct après un éventuel traitement de surface (ponçage mécanique) et une voie humide avec un traitement de surface spécifique du bois (sablage) puis un coulage de béton frais. Pour compléter l'étude, différents bétons ont été utilisés mais également plusieurs types de sable ont été sélectionnés pour réaliser le sablage du bois.

Les résultats obtenus lors des essais ont permis d'identifier le meilleur couple « résine-traitement de surface » afin d'obtenir les meilleures résistances en cisaillement. Ainsi, c'est l'adhésif Eponal 371 ainsi qu'un ponçage mécanique sur la partie béton en BFUP qui donnent les résistances en cisaillement les plus performantes. En comparant ce couple « Ep371-Ponçage » avec la technologie par voie humide « Sablage-Coulage », il est possible d'en conclure que ces deux méthodologies se valent en termes de résistance. Par conséquent, par la suite du projet, nous décidons de garder ces deux méthodologies pour les prochains essais sur poutre.

Il est à noter que certaines résines et/ou traitement de surface ont montrés des résultats plus faibles. Il y a notamment la résine PU ou bien le coulage de béton frais sur colle fraîche. Plusieurs pistes peuvent expliquer ces résultats en dessous par rapport aux autres configurations. L'aspérité du ponçage a pu provoquer des vides et des faiblesses dans le joint de colle PU d'où une rupture prématurée. Le coulage frais sur colle fraîche met en avant beaucoup d'inconnues qui ne sont pas prises en compte et difficile à quantifier : retrait du béton, humidité du bois, répartition de la colle après coulage.

Au niveau des essais complémentaires, l'utilisation de BO à la place de BFUP montre des résistances inférieures qui peuvent être mises en relation avec la résistance en compression du béton pour un

sablage fin. Deux paramètres seraient donc importants pour obtenir de bonnes caractéristiques au cisaillement, le type de béton et la granulométrie du sable. Néanmoins, il est possible d'obtenir des résistances en cisaillement entre 2 et 4 MPa avec des bétons classiques comme le BO et le BHP, en utilisant un sable adéquat. Enfin, changer la composition chimique du sable n'a pas permis de développer davantage de performances mécaniques par rapport à un sable classique.

V.2 CARACTERISATION DES SYSTEMES HORIZONTAUX

Après une étude approfondie sur les essais push out, deux méthodologies de fabrication ont pu être identifiées comme les plus performantes pour la suite du projet. Ainsi nous allons concentrer notre étude sur ces deux méthodologies :

- Voie sèche : préfabrication des éléments bois et béton, traitement de surface du béton (ponçage) et collage des éléments ;
- Voie humide : préfabrication de l'élément bois, traitement de surface du bois (sablage) et coulage du béton.

Dans un premier temps, afin d'étudier les phénomènes observés lors des essais push out à grande échelle, des poutres de 8 m de long et de section 80mm de largeur pour 240 mm de hauteur ont été réalisées. Le but de cette étude sur les poutres est de valider que les deux méthodologies de fabrication sont viables et efficaces à grande échelle mécaniquement mais aussi industriellement.

Dans un deuxième temps, après l'étude et l'analyse des poutres, des panneaux de plancher hybride bois-béton seront étudiés.

V.2.1 Matériaux et matériels

Les matériaux utilisés sont les mêmes que précédemment. Pour rappel, le bois est un lamellé-collé de classe GL24h fourni par la société CRUARD. Le béton est fourni par la société JOUSSELIN, pour les poutres, deux types de bétons sont réalisés, un béton ordinaire (BO) de classe C40/50 et un BFUP Ductal. La résine utilisée est l'Eponal 371 commercialisée par BOSTIK.

Des armatures font également parties du concept de poutre hybride, soit ce sont des aciers de construction de diamètre 10 mm soit des joncs carbonés (CFRP) de même diamètre. Les aciers sont également fournis par JOUSSELIN tandis que les CFRP proviennent de la société TORAY.

Les poutres sont testées sur un portique de chargement équipé d'un vérin d'une capacité maximale de 500 kN et une course de 500 mm.

V.2.2 Présentation succincte de l'essai de flexion 4 points

Le but de cet essai est de solliciter la structure en 4 points. Le gros avantage de cet essai par rapport à l'essai de flexion 3 points est d'avoir un moment fléchissant constant dans la partie

centrale de la structure et par conséquent un effort tranchant nul. Ainsi la poutre ou le plancher sont sollicités en flexion pure dans la partie centrale (Figure V-9).

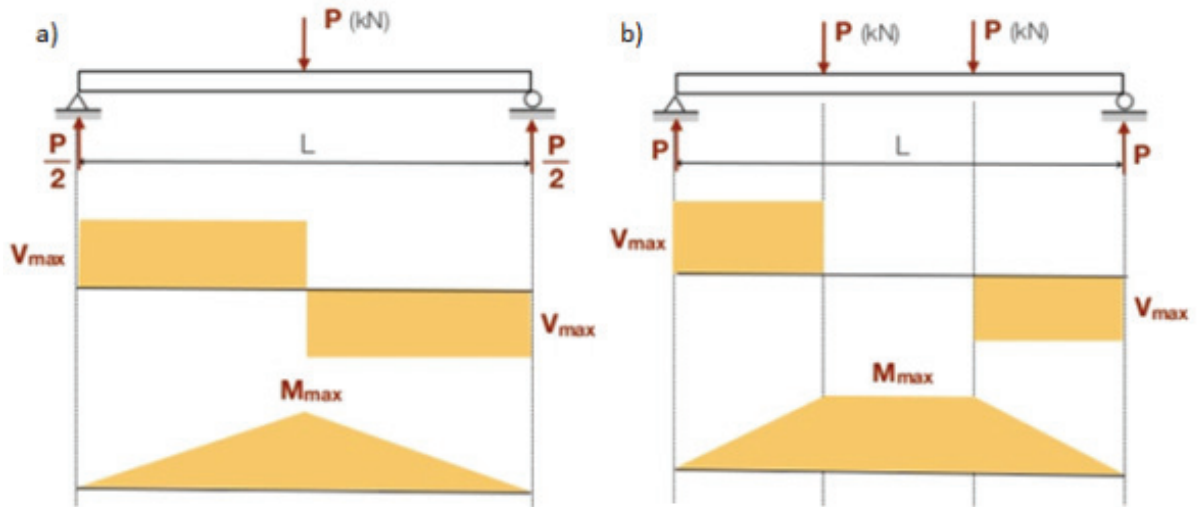


Figure V-9 : Essai de flexion dans 2 configurations a) 3 points b) 4 points.



Figure V-10 : Configuration du test de flexion 4 points d'un plancher hybride bois-béton

En plus d'enregistrer la charge appliquée, d'autres paramètres sont mesurés afin de pouvoir les exploiter par la suite. Parmi les plus importants, les déplacements (flèche à mi-portée), les déformations de la section et le glissement entre les matériaux (Figure V-10).

Que ce soit pour l'étude des poutres de 8 m de long ou bien les planchers de 8,15 m, la configuration de l'essai de flexion 4 points reste la même. La portée des éléments horizontaux est de 7,5 m et les forces appliquées sont situées à 2,75 m des appuis comme le montre la Figure V-11.

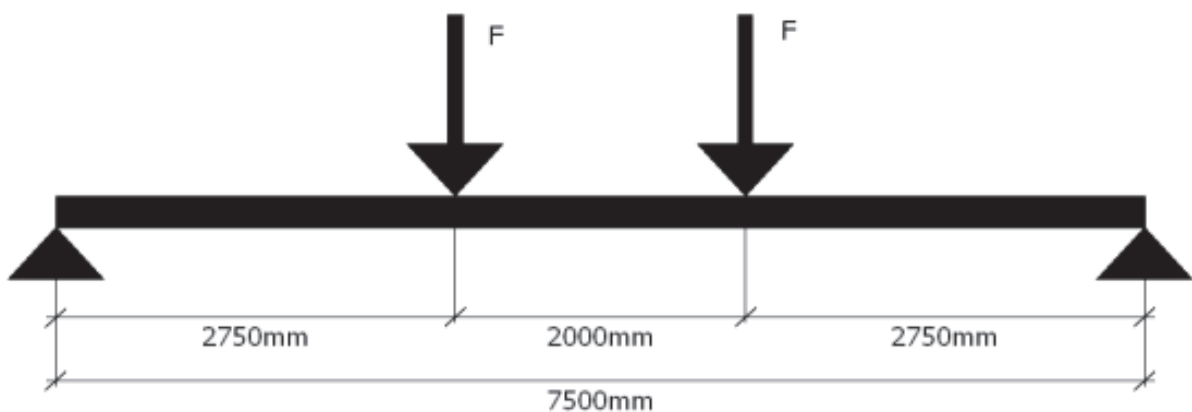


Figure V-11 : Configuration de l'essai de flexion 4 points pour les poutres et les planchers de grande portée

V.2.3 Etude des poutres hybrides

Cette étude se réalise donc sur des poutres de 8 m ayant une section b_xh de 80x240 mm² ou 80x270 mm². Le but est de comparer les poutres hybrides entre-elle avec les deux technologies de fabrication (voie sèche ou humide), mais aussi de voir le gain éventuel de cette solution par rapport à une poutre bois classique.

V.2.3.1 Configurations testées

En tout, onze configurations de poutres sont réalisées (Figure V-12 et Tableau V-7) et testées pour un total de 22 poutres. Le Tableau V-7 détaille les différentes configurations et le nombre de poutres réalisées par configuration. Parmi ces configurations deux types servent de référence, ce sont les poutres A-24h et A-27h qui sont des poutres en bois lamellé collé de classe GL24h avec soit une hauteur de 24 cm soit une hauteur de 27 cm. Les autres poutres (B, B_1.25%, B_0.63%, C, D, E et BO) sont des poutres hybrides fabriquées et assemblées suivant différents procédés. Les spécimens sont réalisés conjointement entre les différentes entreprises.

Lors du test de flexion, les mesures des déplacements, des glissements et des charges permettent d'avoir le comportement mécanique des poutres. Ainsi les courbes charge-flèche permettent une comparaison simple et rapide du comportement mécanique des poutres. De plus, des jauges de déformations sur le profil de la section indiquent comment la section plane se déforme au cours de l'essai. Puis à partir des résultats, il est possible de remonter à des paramètres tels que la rigidité.

Remarque : La deuxième poutre E a accidentellement chuté lors de la livraison au laboratoire. Lors de cette chute, une plaque de BFUP s’est décollée et s’est brisée, donc au final juste une poutre E a été testée. A souligner tout de même que le collage des poutres n’avait pas la qualité attendue pour un collage structural d’où une ruine prématurée lors de la chute de la poutre.

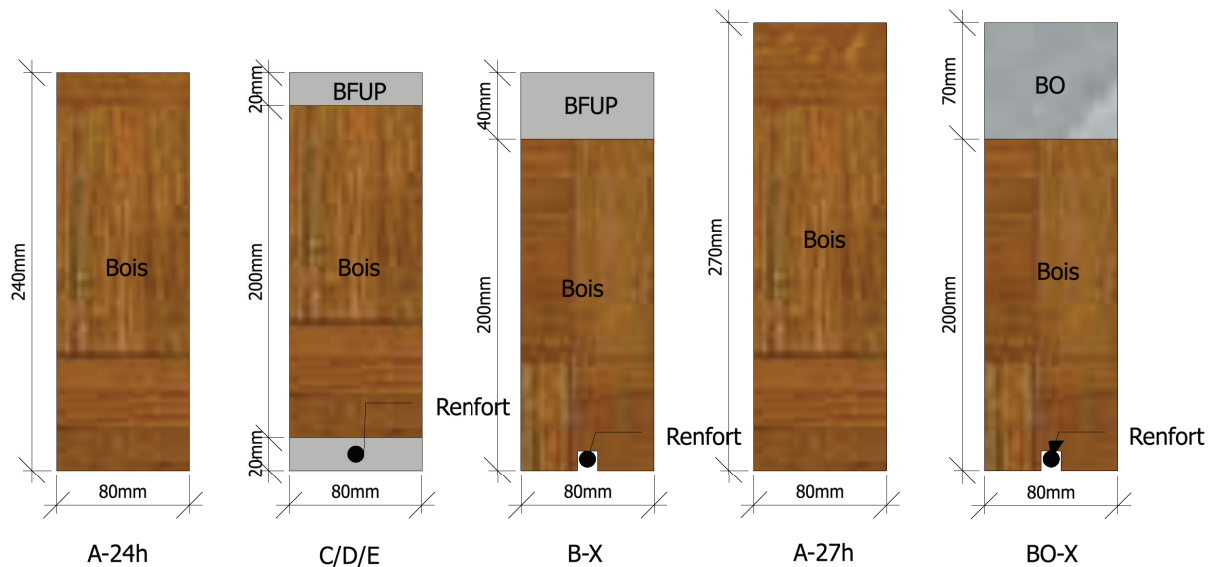


Figure V-12 : Configuration générale des poutres testées

CONFIG ($L_{tot} = 8m$)	BOIS (mm)	BETON (mm)	ARMATURE	SABLAGE BOIS	COLLAGE	COULAGE	NBRE POUTRE
A-24h	80x240						2
B-HA	80x200	80x40	HA10	sup	HA10	BFUP sup	2
B_1.25%-HA	80x200	80x40	HA10	sup	HA10	BFUP sup	2
B_0.63%-HA	80x200	80x40	HA10	sup	HA10	BFUP sup	2
B-CFRP	80x200	80x40	CFRP10	sup	CFRP	BFUP sup	2
C	80x200	2x80x20	HA10	sup/inf		BFUP sup/inf	2
D	80x200	2x80x20	HA10	inf	sup	BFUP inf	2
E	80x200	2x80x20	HA10		sup/inf		2
A-27h	80x270						2
BO-HA	80x200	80x70	HA10	sup	HA10	béton sup	2
BO-CFRP	80x200	80x70	CFRP10	sup	CFRP	béton sup	2

Tableau V-7 : Récapitulatif de poutres testées

Pour la suite, afin de facilement identifier les configurations étudiées, la schématique de la Figure V-13 sera adoptée. Le bois est modélisé par un rectangle vide, le béton par un rectangle hachuré, l’armature par un rond plein noir et enfin s’il y a traitement de surface par sablage du bois, une bande noire est schématisée sinon cela signifie qu’il y a eu collage direct entre le bois et le béton.

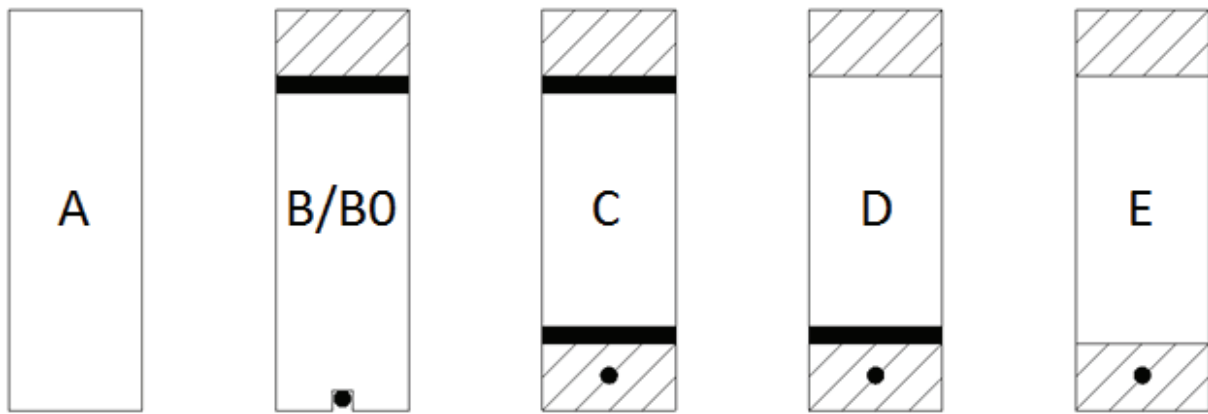


Figure V-13 : Schématisation des poutres en fonction du processus de fabrication

V.2.3.2 Analyse des résultats

L'analyse des résultats des essais de flexion 4 points sera subdivisée en plusieurs parties. Premièrement, le comportement mécanique des poutres sera étudié selon quatre facteurs : le mode de construction, l'influence du type de béton et de l'armature utilisée et enfin l'influence du taux de fibre du BFUP. Deuxièmement, le profil de déformation des poutres sera analysé pour vérifier les hypothèses de Navier et la théorie des poutres.

V.2.3.2.1 Courbe Charge-Flèche

Le comportement mécanique des poutres est décrit à l'aide des courbes charge-flèche qui sont issues des mesures expérimentales. Il sera alors facile de comparer les différentes poutres.

Remarque : Pour chaque configuration, les résultats des deux spécimens testés étant proche, un seul spécimen sera représenté sur les graphiques pour faciliter la lecture et la compréhension.

V.2.3.2.1.1 Analyse des différentes configurations de connexion : Poutres A-24h, C, D et E

Pour rappel, les essais push-out ont permis d'identifier deux modes de fabrication possible, la voie sèche et la voie humide, c'est-à-dire soit par préfabrication des éléments avant un collage de chaque matériau soit par un traitement de surface du bois puis un coulage du béton frais sur le support bois traité.

Ici, dans cette sous-partie dédiée à l'analyse du processus de fabrication, seules les poutres A-24h, C, D et E seront analysées. La Figure V-14 présente le comportement mécanique des poutres en question tandis que le Tableau V-8 récapitule les valeurs importantes obtenues.

Les résultats montrent que le comportement des poutres est linéaire jusqu'à la rupture pour les configurations A-24h et C. Les poutres D et E semblent avoir un comportement bilinéaire, avec une première phase entre 0 et 4 kN puis une deuxième phase à partir de 4 kN. En comparant les poutres par rapport à la poutre de référence, il est possible de remarquer pour la poutre C un gain de capacité portante qui ne se retrouve pas ou très peu sur les poutres D et E. La poutre C permet d'augmenter de 64% en moyenne la résistance ultime tandis que les deux autres configurations

peuvent montrer des pertes jusqu'à 47%. Cela peut s'expliquer par le fait que la réalisation des poutres D et E n'a pas eu la qualité d'exécution attendue. Ces poutres sont en partie ou totalement basées sur le collage entre la partie bois et béton, or cette technologie demande de la maîtrise et de la rigueur. Effectivement, après un nettoyage des surfaces à coller et la mise en place de l'adhésif, la mise en contact des surfaces bois et béton doit se faire avec attention à cause des dimensions géométriques de nos éléments bois et surtout béton. Une fois en place, une mise en pression pendant le temps de réticulation de la résine est nécessaire. Cette dernière étape n'a pas été respectée malencontreusement ce qui a eu pour conséquence un manque d'adhésion entre le bois et le béton comme il est possible de l'observer sur la Figure V-15.

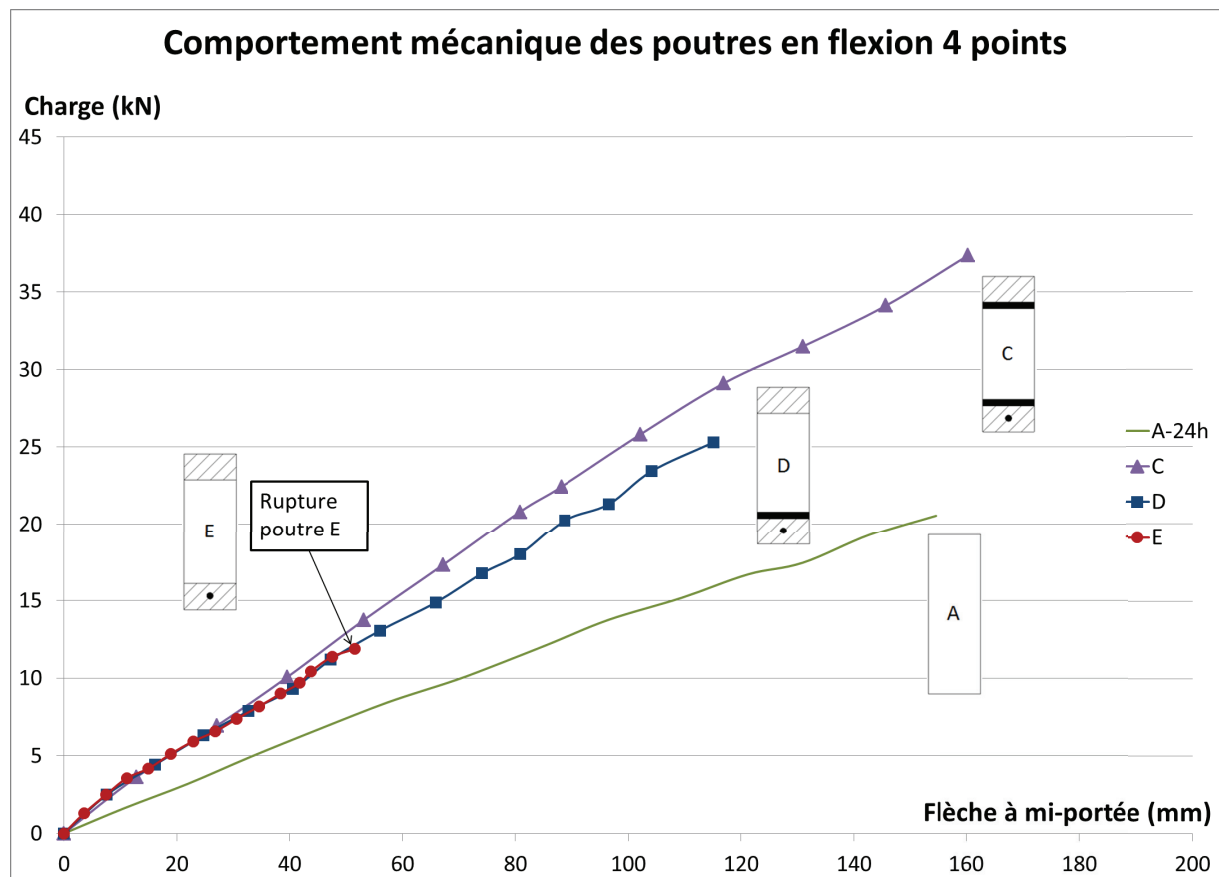


Figure V-14 : Courbe charge-flèche de différentes configurations de poutres



Figure V-15: Mauvaise exécution du collage pour la réalisation des poutres D et E (problème industriel)

En regardant les courbes charge-flèche, il est possible de remarquer une différence de raideur entre les poutres composites et la poutre de référence A-24h. Les poutres bois-béton peuvent être entre

67 et 122% plus rigide que les poutres en bois (cf. Tableau V-8). Il est également possible de remarquer que lorsque le collage est utilisé, la raideur semble supérieure par rapport à la méthode par sablage du bois.

Pour chaque poutre testée, la rupture est intervenue de manière rapide et brutale, avec parfois comme signe précurseur des craquements dus à des ruptures des fibres bois. La rupture des poutres est donc fragile. Mis à part les poutres D et E où la ruine est provoquée par décollement du béton, la rupture intervient par flexion des fibres tendues du bois pour la poutre A-24h. Les poutres C montrent une ruine par flexion du bois et du béton tendu ou par un décollement du BFUP supérieur en partie centrale. Les Figure V-16 et Figure V-17 illustrent les modes de ruine rencontrés.

POUTRE (h=24cm)	Force max (kN)	Gain en % (/A-24h _{moy})	Flèche max (mm)	Raideur (N/mm)	Gain en % (/A-24h _{moy})	Mode de rupture
A-24h_1	20,6	-8	155,07	71,9	-2	Flex. bois
A-24h_2	24,4	8	193,57	74,5	2	Flex. bois
C_1	36,3	62	166,68	122,4	67	Flex. bois/BFUP
C_2	37,4	66	160,26	137,1	87	Décol BFUP
D_1	17,5	-22	81,98	158,1	116	Décol BFUP
D_2	25,3	13	115,18	143,8	96	Décol BFUP
E	11,9	-47	59,34	162,3	122	Décol BFUP

Tableau V-8 : Récapitulatifs des valeurs obtenues (force, flèche, raideur et mode de ruine)



Figure V-16 : Rupture par décollement du béton, poutres D et C_2 à gauche et à droite respectivement



Figure V-17 : Rupture de la poutre C_1

V.2.3.2.1.2 Influence du type de béton et de la géométrie : Poutre B-HA et BO-HA

L'étude précédente sur le processus de fabrication des poutres a été faite en utilisant exclusivement du BFUP. Pour proposer une alternative à ce type de béton très spécifique, une solution avec du béton ordinaire a été fabriquée. Une nouvelle configuration est proposée pour cette étude et il est question ici de l'étude des poutres B-HA et BO-HA ainsi que leurs références en bois, A-24h et A-27h. La réalisation des poutres B-HA et BO-HA est identique, les seules différences entre ces deux types de configuration est le béton utilisé, un BFUP ou un béton ordinaire C40/50, et la hauteur des poutres, 24 cm de haut pour les poutres B-HA contre 27 cm pour les poutres BO-HA. Les autres dimensions restent identiques, 80 mm de large et une longueur de 8 m.

Le comportement mécanique des poutres étudiées est présenté à travers les courbes charge-flèche de la Figure V-18. Les principales valeurs à retenir telles que la charge et la flèche à rupture, la raideur et le mode de ruine sont récapitulées dans le Tableau V-9 ci-après.

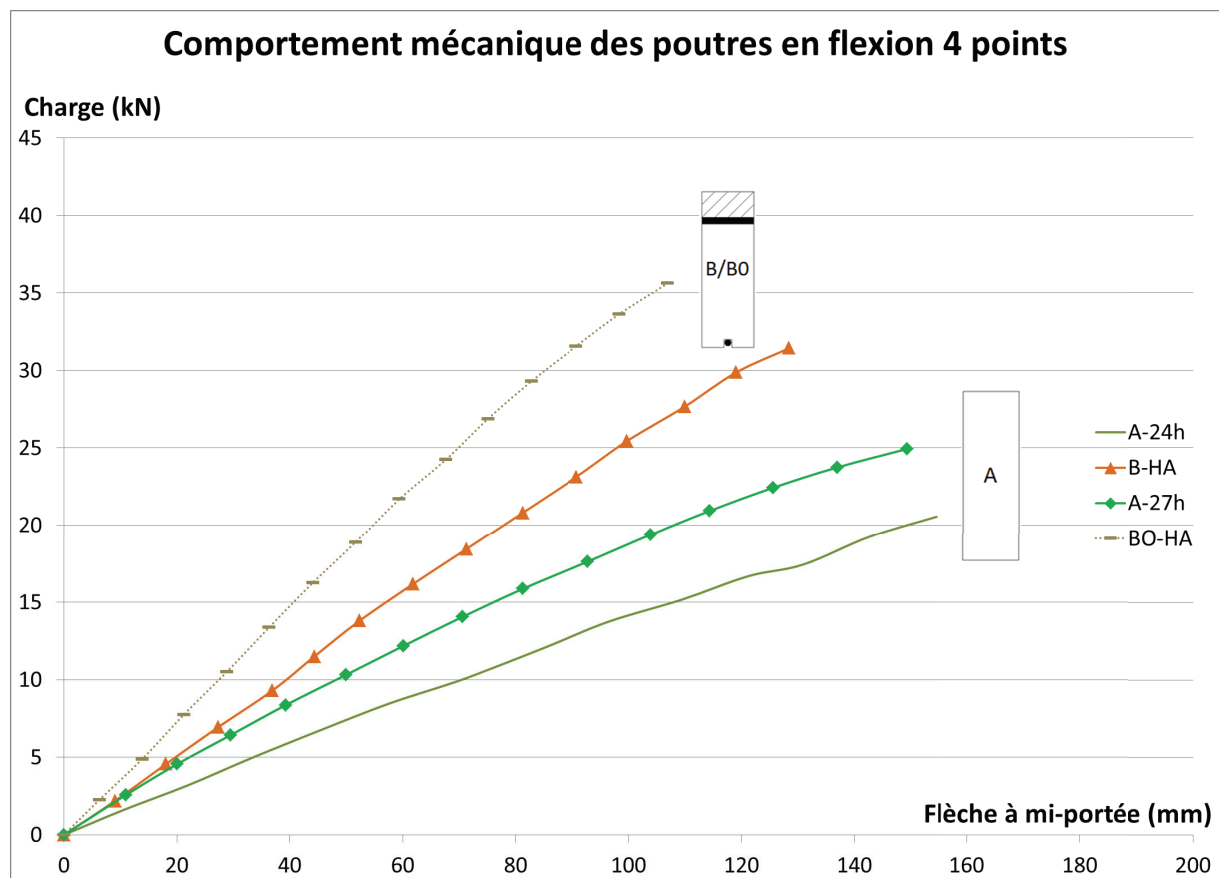


Figure V-18 : Courbe charge-flèche des poutres B-HA et BO-HA ainsi que leurs références

Le comportement mécanique des poutres est présenté en Figure V-18 est quasiment linéaire jusqu'à la rupture. Un léger début de phase plastique peut être observé pour les poutres de 27 cm de haut. La rupture reste toujours fragile comme précédemment pour l'étude des poutres A, C D et E, mais elle se situe exclusivement en fibre tendue du bois sous l'effet de la flexion.

Les résultats du tableau ci-dessous montrent que les poutres B-HA ont peu de différences entre elles au niveau de la force maximale et de la raideur. Cela n'est pas le cas pour les poutres BO-HA qui montrent plus de dispersion. En effet, la poutre BO-HA_1 n'est pas aussi performante que le deuxième spécimen testé. Malgré tout, ces poutres à base de béton ordinaire montrent comme les poutres à base de BFUP, un gain de capacité portante de 15 à 53% et de rigidité entre 36 et 75%. Enfin en écartant les résultats plus faibles de la poutre BO-HA_2, il est possible de voir que l'utilisation du béton ordinaire ou du BFUP permet d'avoir un gain de résistance ultime et de raideur à peu près équivalent. Bien entendu la quantité de BO utilisée est supérieure à la quantité de BFUP mais cela reste raisonnable, pour des gains de caractéristiques relativement similaires, le volume de BO utilisée est 1,75 fois celle du BFUP. Le béton ordinaire offre donc une alternative intéressante avec des performances mécaniques excellentes, un encombrement un peu plus important certes mais un coût réduit par rapport au BFUP.

Au niveau du mode de ruine, le bois en partie tendue se rompt sous l'effet de la flexion pour toutes les poutres de cette série.

POUTRE (h=24cm)	Force max (kN)	Gain en % (/A-24h_{moy})	Flèche max (mm)	Raideur (N/mm)	Gain en % (/A-24h_{moy})	Mode de rupture
A-24h_1	20,6	-8	155,07	71,9	-2	Flex. bois
A-24h_2	24,4	8	193,57	74,5	2	Flex. bois
B-HA_1	31,4	40	136,53	128,0	75	Flex. bois
B-HA_2	31,0	38	128,15	123,8	69	Flex. bois
POUTRE (h=27cm)	Force max (kN)	Gain en % (/A-27h_{moy})	Flèche max (mm)	Raideur (N/mm)	Gain en % (/A-27h_{moy})	Mode de rupture
A-27h_1	24,9	7	149,34	108,9	2	Flex. bois
A-27h_2	21,5	-7	129,59	105,3	-2	Flex. bois
BO-HA_1	26,7	15	92,57	146,1	36	Flex. bois
BO-HA_2	35,6	53	107,66	176,4	65	Flex. bois

Tableau V-9 : Récapitulatif des essais de flexion 4 points (poutres B-HA et BO-HA)

V.2.3.2.1.3 Influence des armatures : Poutres B-HA, B-CFRP, BO-HA et BO-CFRP

Toujours dans une optique d'optimisation du concept, il a été décidé d'étudier l'effet des armatures sur le comportement mécanique des poutres. Pour cela, des joncs en carbone (CFRP) ont été proposés pour se substituer aux barres d'acier (HA). Les armatures en CFRP ont par rapport à l'acier une meilleure durabilité, sont plus légères et ont une résistance mécanique supérieure. Cependant ce type d'armature est moins répandu et coûte plus cher que l'acier de construction.

La Figure V-19 compare les poutres B-HA et B-CFRP ainsi que leur homologue en béton ordinaire et les données importantes sont récapitulées dans le Tableau V-10. Les données expérimentales montrent que le comportement mécanique entre les configurations avec de l'acier et des joncs en carbone est globalement le même en termes de rigidité, même si les spécimens B-CFRP et BO-CFRP

sont légèrement moins rigides. Cette diminution provient de la différence de module d'élasticité entre les deux types d'armatures. L'acier présente un module de 210 GPa alors que le CFRP possède un module plus faible de 165 GPa, soit une diminution de 21%.

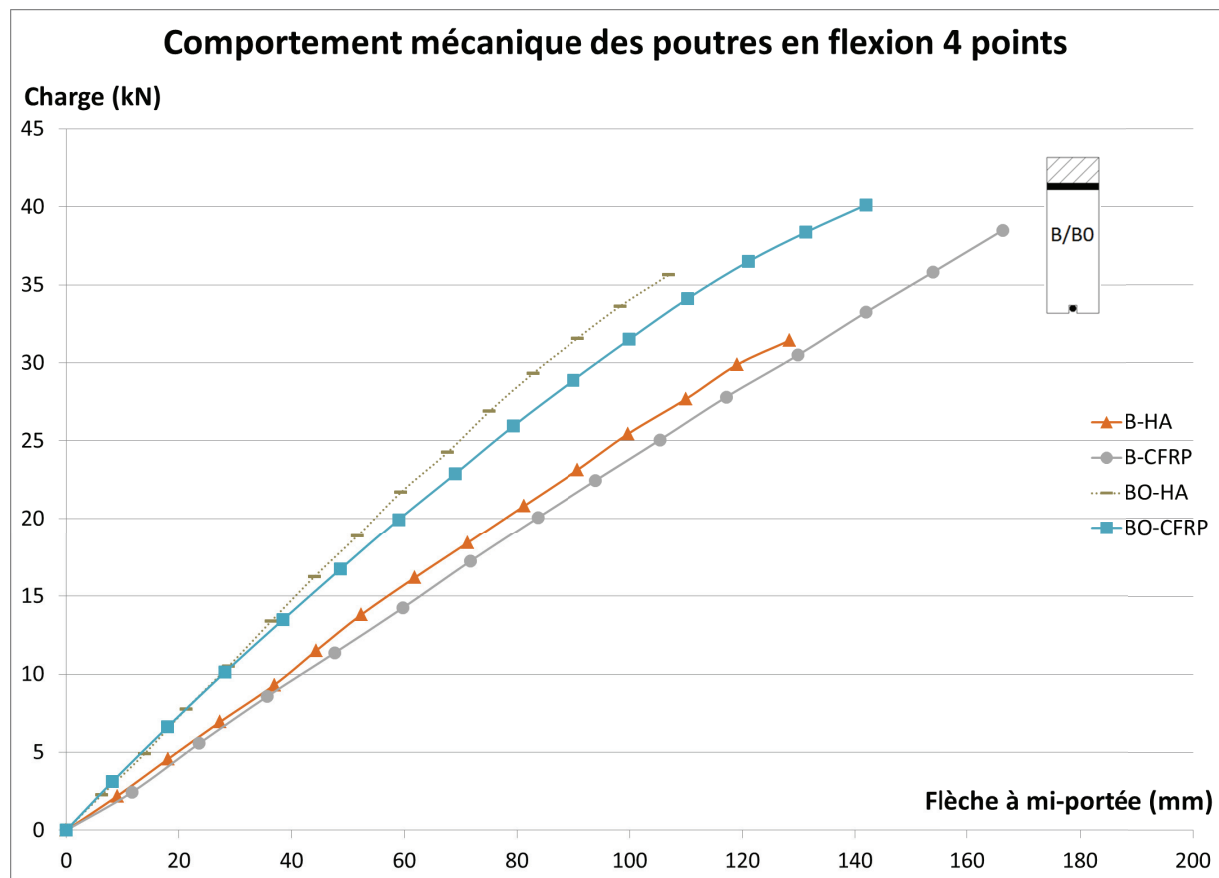


Figure V-19 : Influence de l'armature sur le comportement mécanique des poutres

POUTRE (h=24cm)	Force max (kN)	Gain en % (/A-24h _{moy})	Flèche max (mm)	Raideur (N/mm)	Gain en % (/A-24h _{moy})	Mode de rupture
A-24h _{moy}	22,5	-	155-193	73,2	-	Flex. bois
B-HA_1	31,4	40	136,53	128,0	75	Flex. bois
B-HA_2	31,0	38	128,15	123,8	69	Flex. bois
B-CFRP_1	38,5	71	166,23	118,1	61	Flex. bois
B-CFRP_2	34,4	53	151,87	123,1	68	Flex. bois
POUTRE (h=27cm)	Force max (kN)	Gain en % (/A-27h _{moy})	Flèche max (mm)	Raideur (N/mm)	Gain en % (/A-27h _{moy})	Mode de rupture
A-27h _{moy}	23,2	-	129-149	107,1	-	Flex. bois
BO-HA_1	26,7	15	92,57	146,1	36	Flex. bois
BO-HA_2	35,6	53	107,66	176,4	65	Flex. bois
BO-CFRP_1	38,8	67	136,49	158,8	48	Flex. bois
BO-CFRP_2	40,1	73	141,97	164,4	54	Décol BO

Tableau V-10 : Récapitulatif des données expérimentales

L'utilisation de CFRP permet par contre d'augmenter la capacité portante des poutres d'environ 17 et 27% par rapport aux poutres B-HA et BO-HA respectivement. Ce gain de résistance est dû aux

meilleures caractéristiques des armatures en carbone, qui reprennent plus d'effort tout en diminuant les contraintes du bois en zone tendue. Les poutres B-CFRP et BO-CFRP peuvent donc supporter plus de charge. En outre, lorsqu'on s'intéresse aux déformations au niveau de la section des poutres il est possible de remarquer une diminution de la déformation dans la partie bois pour les poutres avec jonc carbone par rapport aux poutres avec acier. La Figure V-20 présente un comparatif des poutres B-HA et B-CFRP en termes de déformation de la section. Les déformations dans le bois sont effectivement plus importantes avec la poutre B-HA, de plus, l'acier atteint son palier plastique qui se situe autour des 2500 $\mu\epsilon$. Ainsi dans l'équilibre des forces, la contribution de l'acier devient constante. Le renfort CFRP reste lui dans son domaine linéaire et permet de reprendre des charges jusqu'à la rupture tout en soulageant la partie bois. Le comportement mécanique général est linéaire jusqu'à la rupture pour ces poutres même si une phase non-linéaire semble être observable pour la poutre BO-CFRP.

Le mode de ruine n'est pas impacté par le type d'armature utilisé, le cas classique de la flexion du bois en partie tendue est le mode de rupture dominant. Juste une poutre, BO-CFRP_2, a montré une rupture différente avec un décollement du béton.

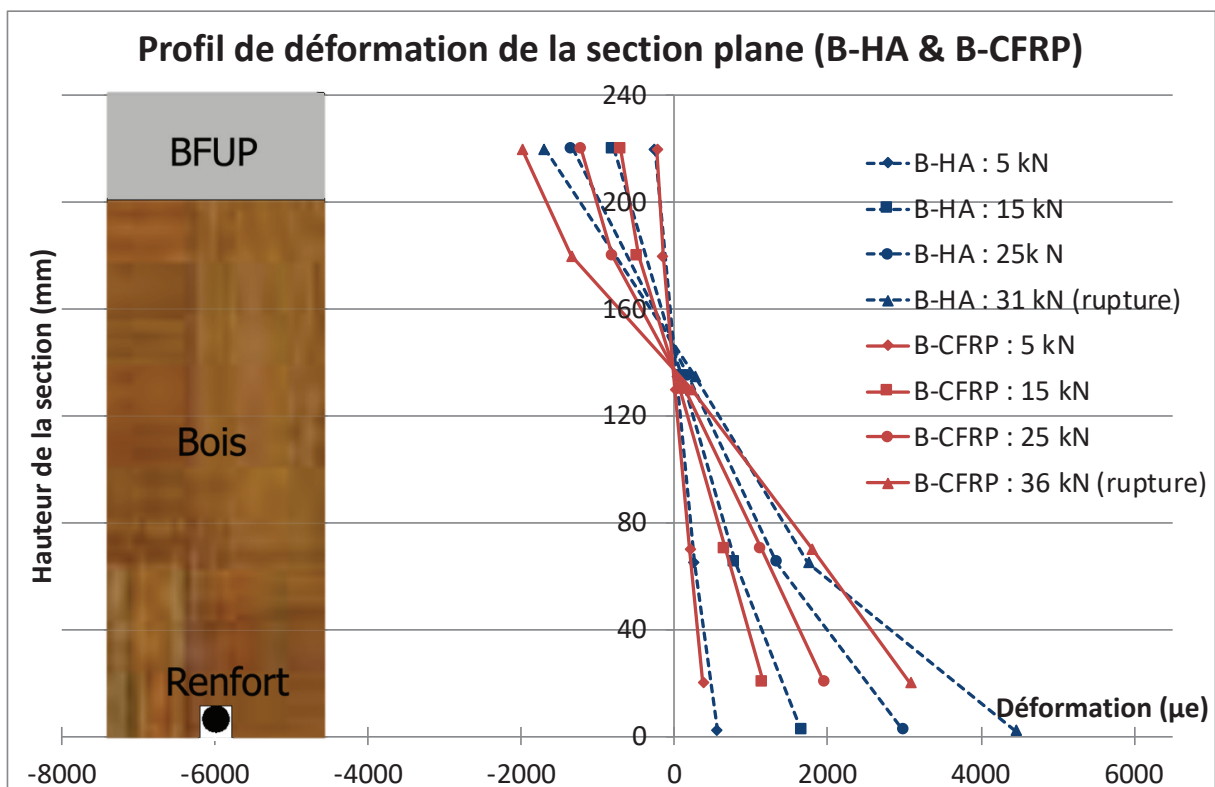


Figure V-20 : Comparatif du profil de déformation entre les poutres B-HA et B-CFRP

V.2.3.2.1.4 Taux de fibre du BFUP : Poutres B-HA, B_1.25%-HA et B_0.63%-HA

Le dernier critère d'étude pour caractériser le comportement mécanique des structures hydrides est le taux de fibre utilisé lors de la fabrication du BFUP. De base, la formulation du BFUP

VICAT prévoit un taux de fibre de 2,5%. Les fibres permettent de rendre les bétons ductiles en traction et d'augmenter leur résistance à la traction. L'intérêt des fibres sur le comportement au feu ont également été démontrés. Dans ce projet, l'utilisation de BFUP permet de réduire les sections de béton grâce aux propriétés mécaniques très élevées de ce type de béton. Cependant, le béton est sollicité en compression exclusivement lors des essais sur poutre. Les fibres perdent alors de leur intérêt dans ce cas. Ainsi, il a été décidé de diminuer le taux de fibre et voir l'influence sur le comportement mécanique des poutres. Des BFUP moins chargés en fibre avec des taux de 1,25% et 0,63% ont été expérimentés et sont présentés en Figure V-21 et Tableau V-11.

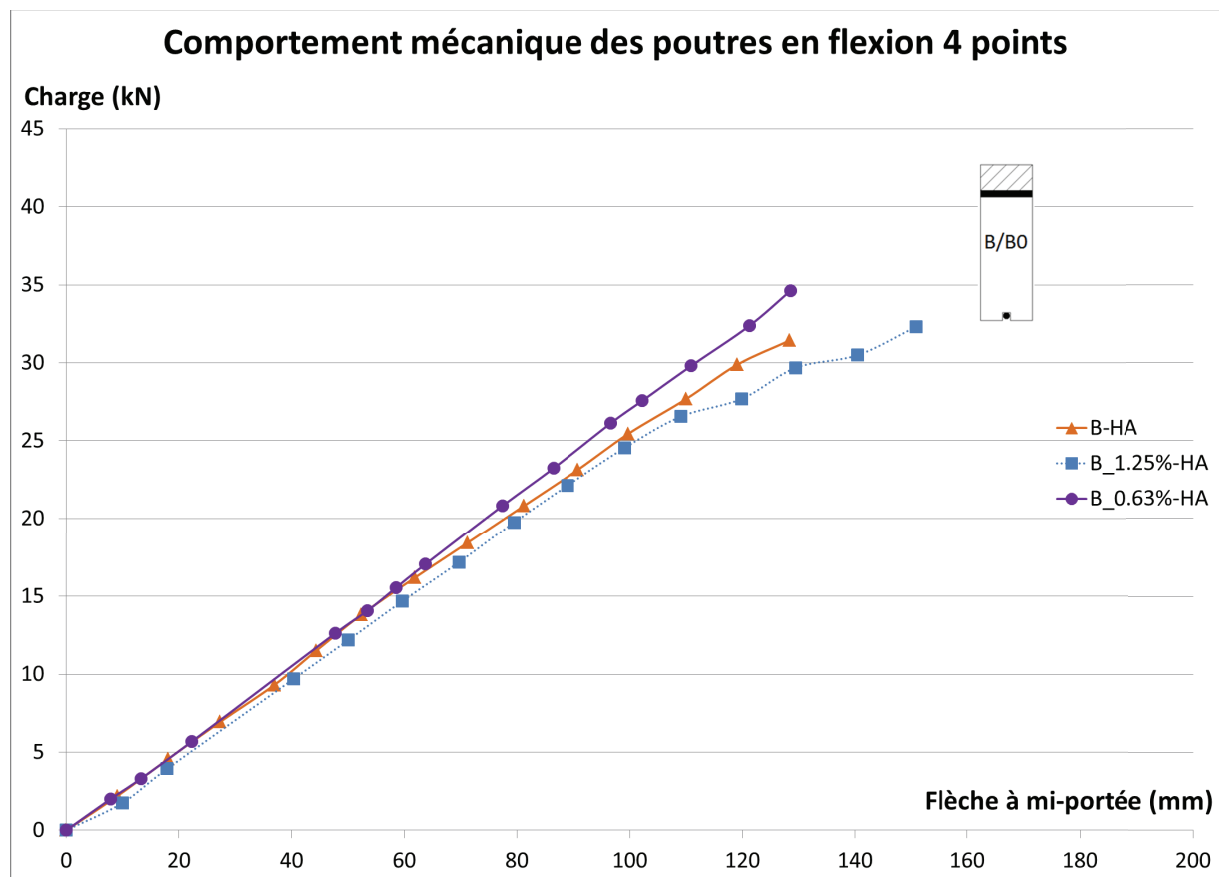


Figure V-21 : Effet du taux de fibre sur le comportement mécanique des poutres

POUTRE (h=24cm)	Force max (kN)	Gain en % (/A-24h _{moy})	Flèche max (mm)	Raideur (N/mm)	Gain en % (/A-24h _{moy})	Mode de rupture
A-24h_1	20,6	-8	155,07	71,9	-2	Flex. bois
A-24h_2	24,4	8	193,57	74,5	2	Flex. bois
B-HA_1	31,4	40	136,53	128,0	75	Flex. bois
B-HA_2	31,0	38	128,15	123,8	69	Flex. bois
B_1,25%-HA_1	32,3	44	150,85	123,1	68	Flex. bois
B_1,25%-HA_2	28,8	28	111,44	135,5	85	Flex. bois
B_0,63%-HA_1	29,9	33	118,73	128,4	75	Flex. bois
B_0,63%-HA_2	34,6	54	128,57	132,8	81	Flex. bois

Tableau V-11 : Récapitulatif sur l'influence du taux de fibre sur les mesures empiriques

Les courbes charge-flèche des poutres B-HA, B_1,25%-HA et B_0,63%-HA sont très similaires. Le comportement reste quasiment linéaire jusqu'à la rupture fragile par flexion du bois tendue. Aucune différence flagrante n'est à noter pour ces essais, autrement dit, le taux de fibre n'a pas d'influence sur nos essais. Effectivement en regardant les efforts à rupture, les poutres montrent une résistance autour 30 kN quel que soit la configuration avec une raideur comprise entre 126 et 131 N/mm en moyenne. Cela n'est pas surprenant puisque le BFUP étant sollicité en compression, les fibres ne jouent pas de rôle important ici. Par contre il aurait été intéressant de voir l'influence de taux de fibre lorsqu'une partie du béton est sollicitée en traction.

V.2.3.2.2 Profil de déformation de la section

Pour continuer les analyses sur les poutres mixtes bois-béton, l'étude des déformations de la section est détaillée ici. Seulement quelques profils de déformations seront présentés dans cette partie, les diagrammes des déformations des poutres restantes étant en annexe. Dans la théorie des poutres, l'hypothèse de Bernoulli énonce que les sections planes restent planes et perpendiculaires à la déformée de la poutre. Des jauges de déformations ont été collées à mi-portée des éléments ce qui permet de suivre l'évolution des déformations au cours du chargement et vérifier ces hypothèses. En complément de ces diagrammes, une analyse théorique de la section par homogénéisation permet de calculer l'axe neutre théorique des poutres qui sera ensuite comparé à l'axe neutre empirique. L'homogénéisation des sections se fait par rapport aux propriétés du bois en utilisant les données du Tableau V-12.

MATERIAU	Module d'Young E (MPa)	$n = E_i / E_{bois}$
BOIS	12500	1
BFUP	56800	4,5
BO	41200	3,3
ACIER	210000	16,8
CFRP	165000	13,2

Tableau V-12 : Données utilisées pour la méthode d'homogénéisation des sections

De la Figure V-22 à la Figure V-25 sont présentés les résultats obtenus pour la poutre de référence A-24h, B-CFRP, A-27h et BO-HA. Ces figures montrent que les sections sont planes au cours du chargement mais aussi que la position de l'axe neutre reste relativement constante. Par homogénéisation de la section, les écarts entre axe neutre théorique et expérimental sont inférieurs à 10% dans la plupart des cas étudiés, sauf pour les poutres C, D et E où les écarts sont d'environ 20%. Ces résultats sont regroupés dans le Tableau V-13.

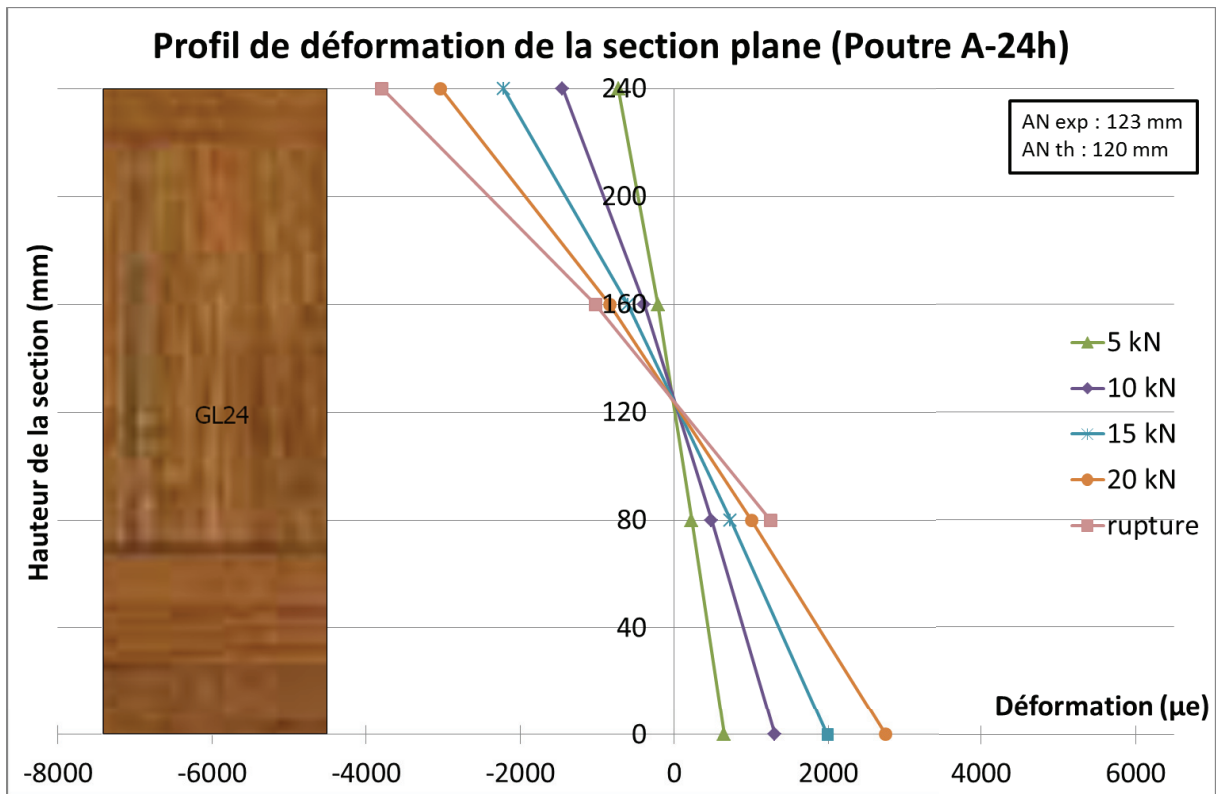


Figure V-22 : Profil de déformation de la poutre de référence A-24h

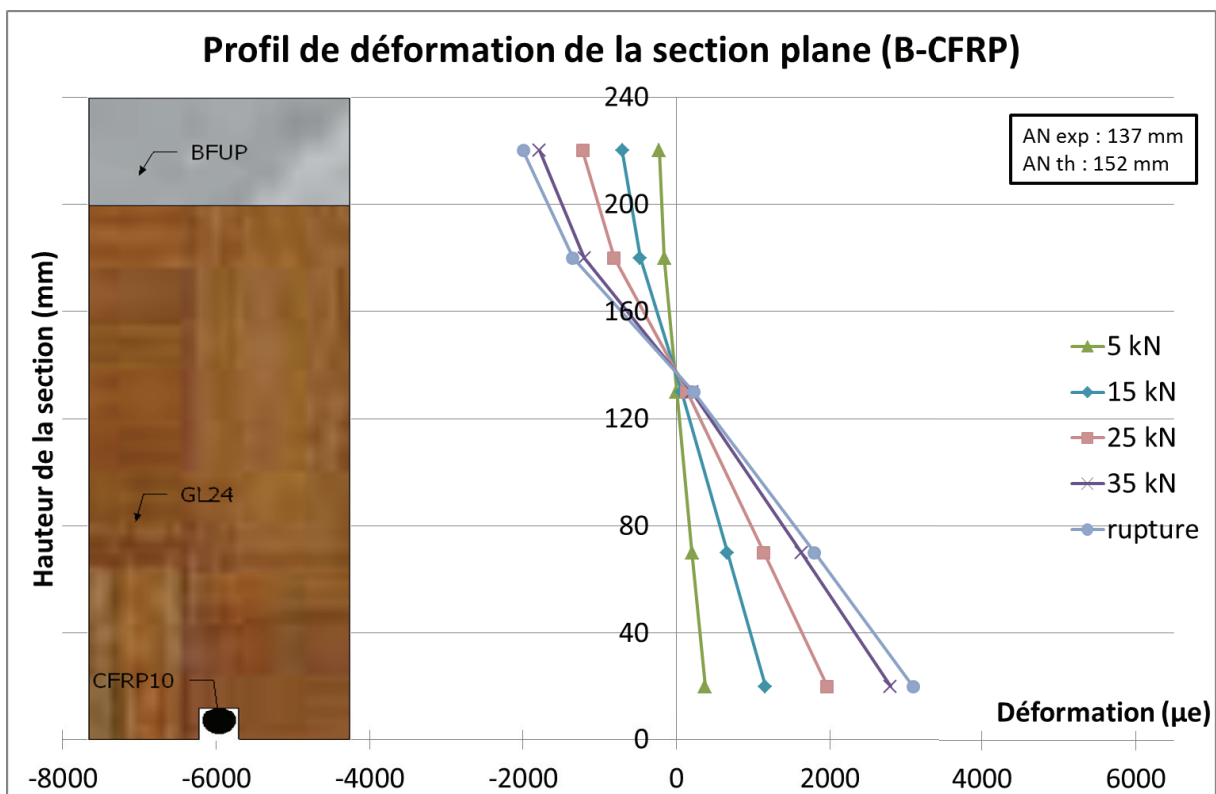


Figure V-23 : Profil de déformation de la poutre B-CFRP

La déformation enregistrée au niveau du béton pour la poutre B-CFRP semble inférieure à ce qui est attendu.

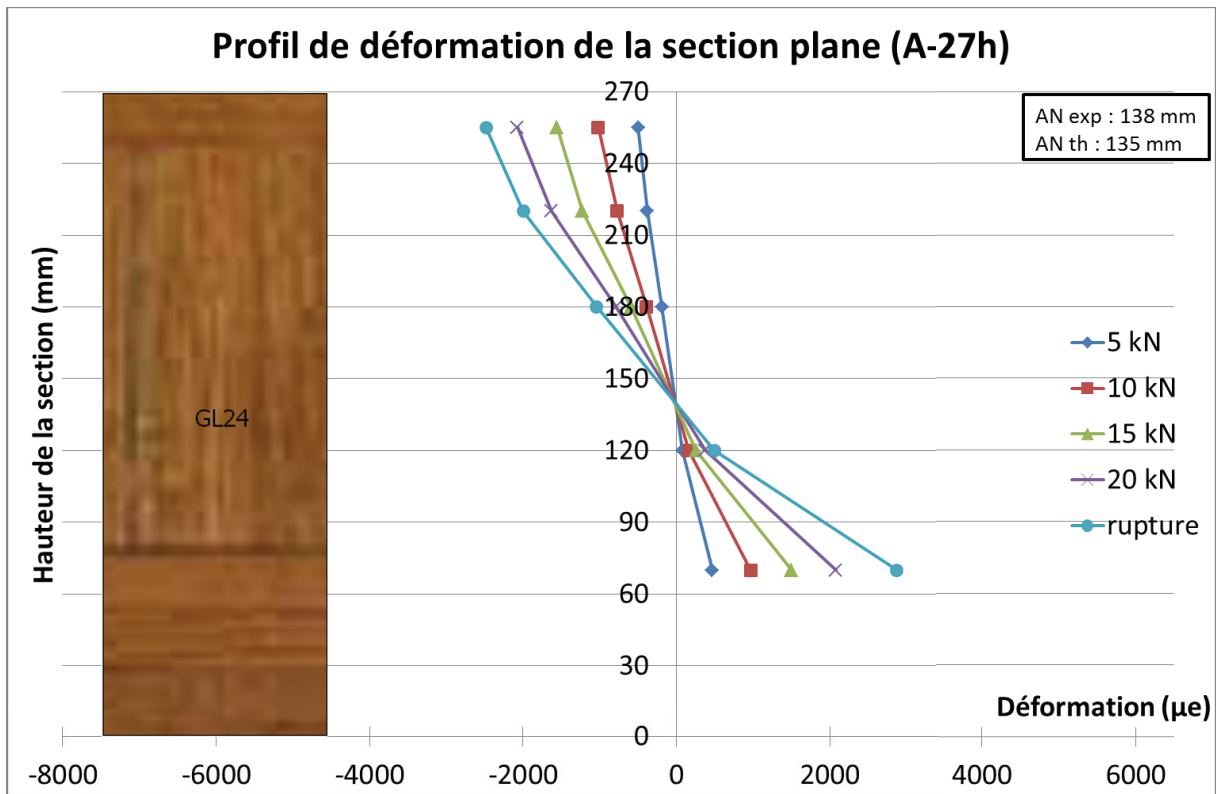


Figure V-24 : Profil de déformation de la poutre de référence A-27h

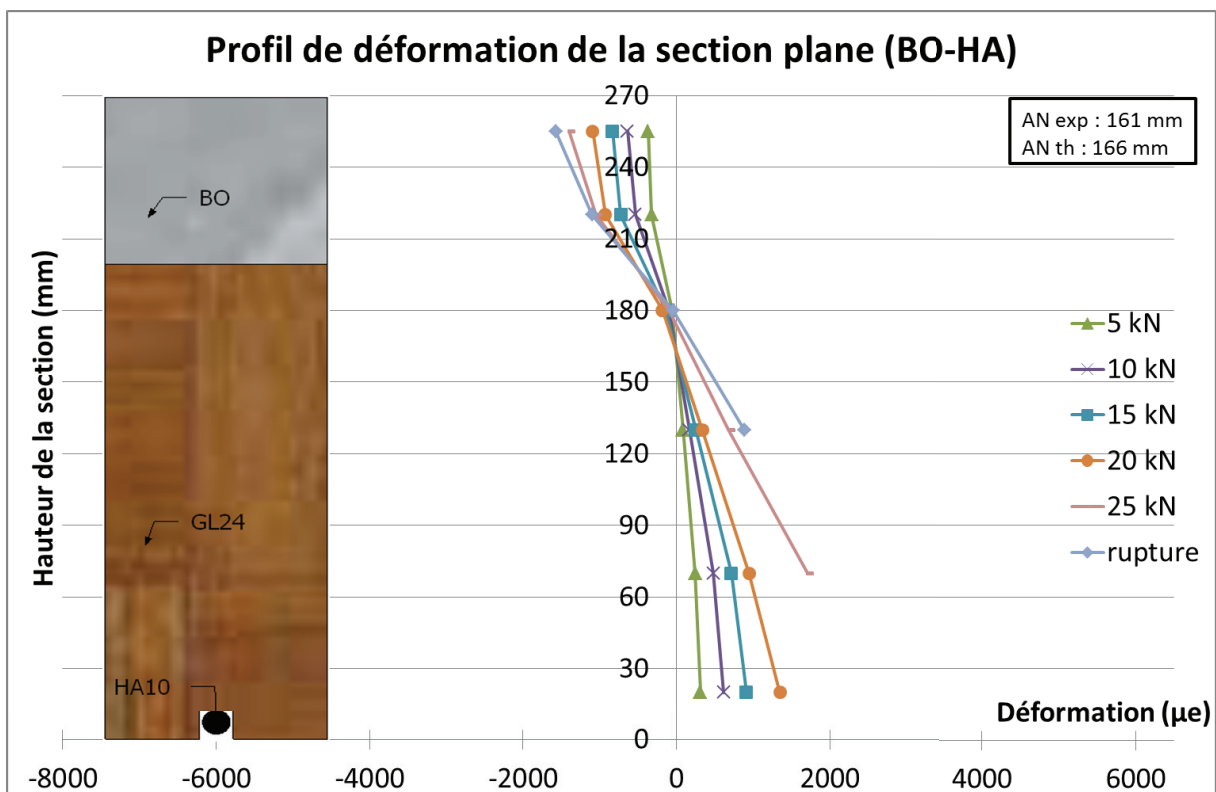


Figure V-25 : Déformation de la section de la poutre BO-HA

Les résultats de la poutre A-27h montrent une certaine concavité qui peut être mise en relation avec le tuilage initial de cette poutre comme l'illustre la Figure V-26. Ce tuilage a été constaté dès la livraison des poutres A-27h au laboratoire et est dû à l'humidité.

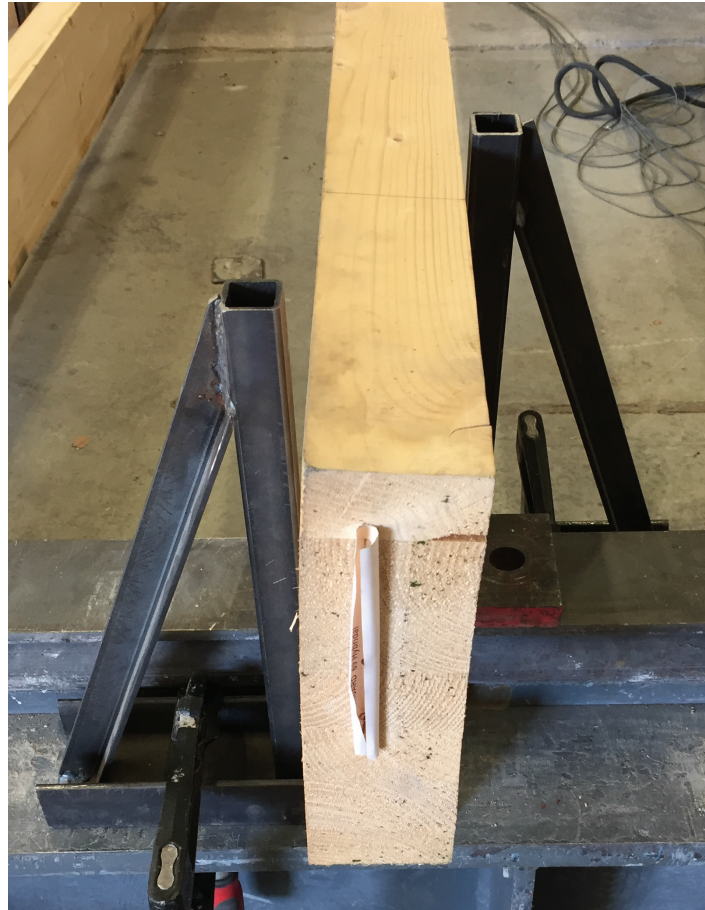


Figure V-26 : Tuilage initial de la poutre A-27h

POUTRE	AN exp (mm)	AN th (mm)	Ecart (%)
A-24h	123	120	3
C	140	115	22
D	136	115	18
E	141	115	23
B-HA	145	148	-2
B_1,25%-HA	134	148	-9
B_0,63%-HA	154	148	4
B-CFRP	137	152	-10
A-27h	138	135	2
BO-HA	161	166	-3
BO-CFRP	154	167	-8

Tableau V-13 : Axe neutre expérimental en flexion 4 points et axe neutre théorique par la méthode d'homogénéisation

Pour la poutre BO-HA, plusieurs points sont à discuter. Tout d'abord, la déformation en partie haute du béton ne semble pas s'aligner avec les autres valeurs ce qui peut éventuellement être dû au fait que la jauge se trouve proche d'un granulats qui se déforme. Ensuite pour les deux derniers chargements (25 kN et à la rupture), l'axe neutre se déplace légèrement vers le haut de la poutre ce qui ne devrait pas être le cas. Enfin, de points ne sont pas représentés sur le graphique, car lors du chargement des fissures sont apparues en partie inférieure de la poutre, ce qui a eu pour effet de décharger les parties en dessous de ces fissures et donc les jauges sur ces parties déchargées

montrent des résultats perturbés. L'apparition de ces fissures a également joué un rôle sur le déplacement de l'axe neutre.

V.2.3.2.3 Conclusions préliminaires sur l'étude des poutres longues

L'objectif des études sur les poutres était d'étudier leur comportement mécanique selon différents paramètres qui sont le processus de fabrication, le type de béton, le type d'armature et enfin le taux de fibre du BFUP. Les essais permettent de tirer les conclusions suivantes :

- La technologie de collage n'est pas suffisamment maîtrisée pour être viable en chantier et développer les performances mécaniques demandées ;
- La nouvelle méthode de fabrication par sablage du bois est simple à mettre en œuvre et permet d'améliorer le comportement structurel général des poutres avec augmentation de la capacité portante jusqu'à 70% et de la rigidité jusqu'à 85% ;
- Les résultats entre un béton très spécifique (BFUP) et un béton ordinaire sur le comportement mécanique montrent que le gain de résistance et de capacité portante est à peu près équivalent entre les deux bétons. Le BFUP permet de réduire les sections de béton utilisé mais a un coût plus élevé que le BO ;
- L'utilisation d'une armature composite CFRP à la place de l'armature en acier HA n'apporte pas de modification du comportement mécanique excepté un gain de capacité portante ;
- La diminution du taux de fibre dans le BFUP n'a pas eu d'influence sur les performances des poutres, mais le béton était toujours soumis à de la compression.

V.2.3.3 Essais sur poutres de portée réduite

Dans le but de compléter l'étude du comportement mécanique des poutres bois-béton, des morceaux intacts des poutres cassées précédemment lors de l'essai de flexion ont été récupérés dans le but de les soumettre à un nouvel essai de flexion 4 points mais avec un mode de rupture en cisaillement avec l'effort tranchant.

Ainsi sur les poutres BO-HA, les extrémités de chacune des poutres ont été découpées pour récupérer 2 tronçons de 2,5 et 3m de long. La portée des quatre poutres ainsi obtenues est fixée à 2m pour les essais. L'espacement entre les forces est la même pour trois des poutres, à savoir le tiers de la portée soit 0,67m, tandis que pour la dernière poutre, les forces ont un espacement central de 1,067m comme indiqué sur la Figure V-27. Les poutres sont nommées suivant le Tableau V-14.

Afin de comparer les poutres entre elles, les courbes moment-courbure seront tracées et analysées. De plus, la rigidité flexionnelle est calculée à partir de l'équation de la flèche et sera comparée à celle des poutres de grande portée. Enfin une discussion se fera sur les glissements.

Précédemment le calcul de la flèche était effectué en négligeant l'effet de l'effort tranchant car celui-ci était négligeable devant la flexion. Dans cette nouvelle configuration, l'effort tranchant joue un rôle plus important qui doit être pris en compte. Ainsi la flèche est régie par l'Equation V-2 :

$$f_{max}(L/2) = \frac{F \cdot a_t \cdot (3L^2 - 4a_t^2)}{24 EI} + \frac{F \cdot a_t}{G_w \cdot A_w} \quad \text{Equation V-2}$$

où G_w et A_w représentent respectivement le module de cisaillement du bois (650 MPa d'après l'Eurocode 5) et l'aire de la section bois.

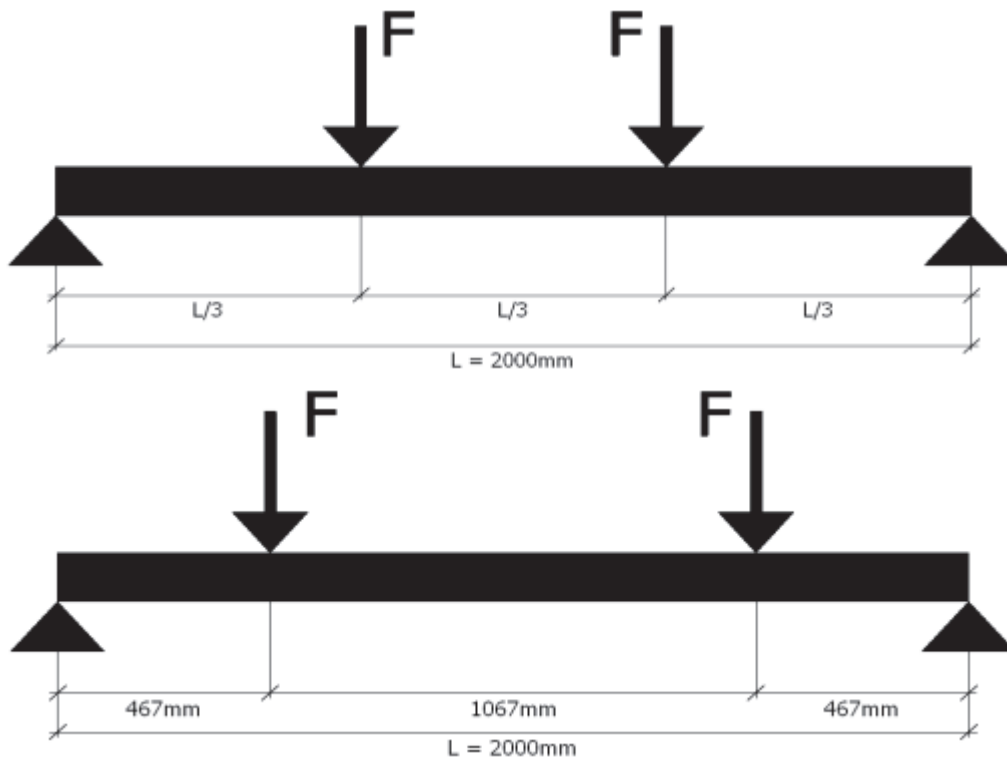


Figure V-27 : Configurations de l'essai sur poutre de portée réduite

POUTRE	1.1	1.2	2.1	2.2
Distance entre les forces (m)	0,67	0,67	0,67	1,067

Tableau V-14 : Dénomination des poutres courtes

V.2.3.3.1 Courbe Moment-courbure

Le comportement mécanique des poutres courtes est représenté en Figure V-28. Les deux poutres 1.1 et 1.2 montrent un comportement bilinéaire très similaire lors de cet essai. Il y a une première phase élastique jusqu'à 35kN.m environ puis une phase plastique jusqu'à rupture est observable. La poutre 2.1 qui a la même configuration que les poutres 1.1 et 1.2 montre un comportement similaire mais avec une phase plastique beaucoup moins marquée. En effet, le comportement est pratiquement linéaire jusqu'à la ruine. Au final ces trois poutres montrent un moment ultime de rupture équivalent d'environ 49 kN.m. Enfin la dernière poutre 2.2 qui a une configuration différente

des autres poutres, atteint la ruine dans sa phase élastique et aucune phase plastique n'est visible. La rupture intervient pour un moment plus faible de 37,5 kN.m.

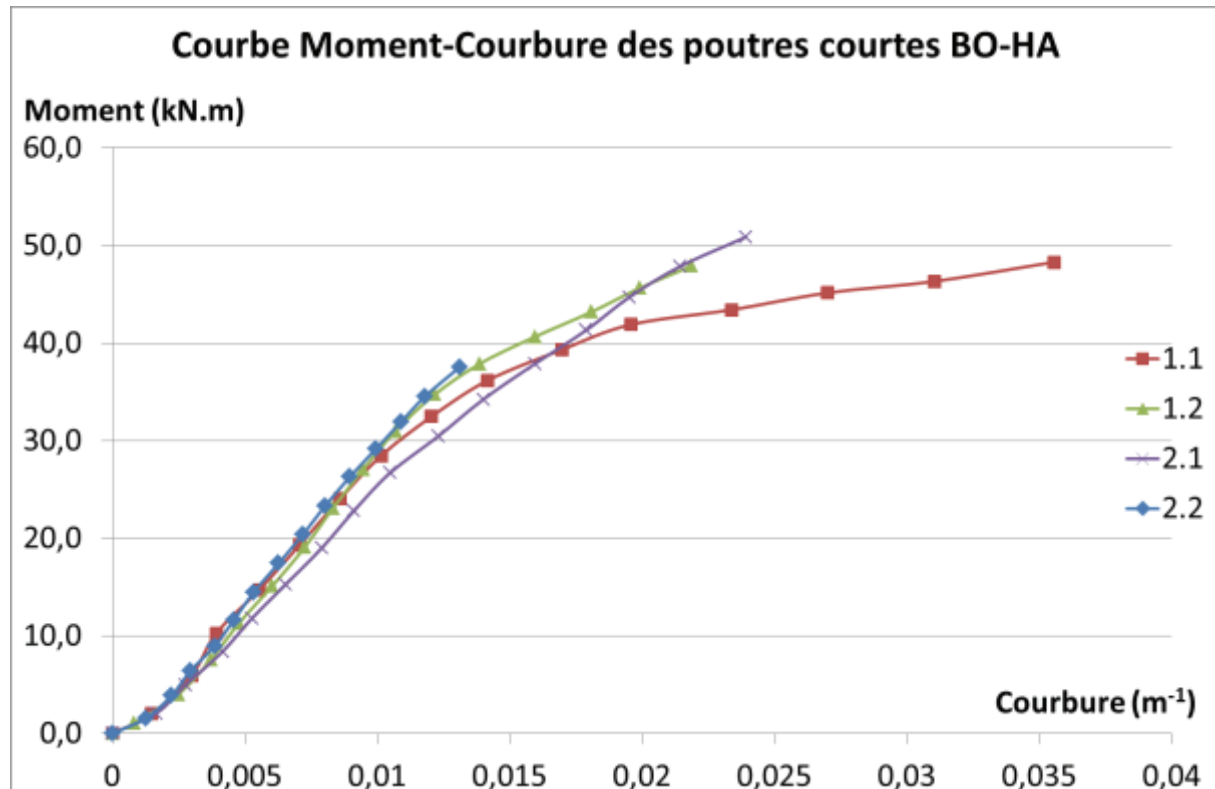


Figure V-28 : Comportement mécanique des poutres de faible portée

Au niveau des modes de rupture, deux modes se font concurrence, cisaillement et flexion. Les deux poutres 1.1 et 2.2 ont été cisillées tandis que les deux autres poutres 1.2 et 2.1 ont montré une ruine par flexion. La Figure V-29 représente le cisaillement observé de la poutre 1.1 avec au niveau des appuis un écrasement local du bois. D'ailleurs cet écrasement peut expliquer également le comportement non linéaire de la réponse moment-courbure présenté précédemment. La rupture par flexion est présentée par la Figure V-30 où la rupture est localisée au niveau de l'aboutage entre deux lamelles de bois et proche d'un nœud.



Figure V-29 : Rupture par cisaillement de la poutre 1.1 (gauche) et écrasement local sur appui avec délamination (droite)



Figure V-30 : Rupture par flexion au niveau de l'aboutage du bois

V.2.3.3.2 Rigidité des poutres en flexion

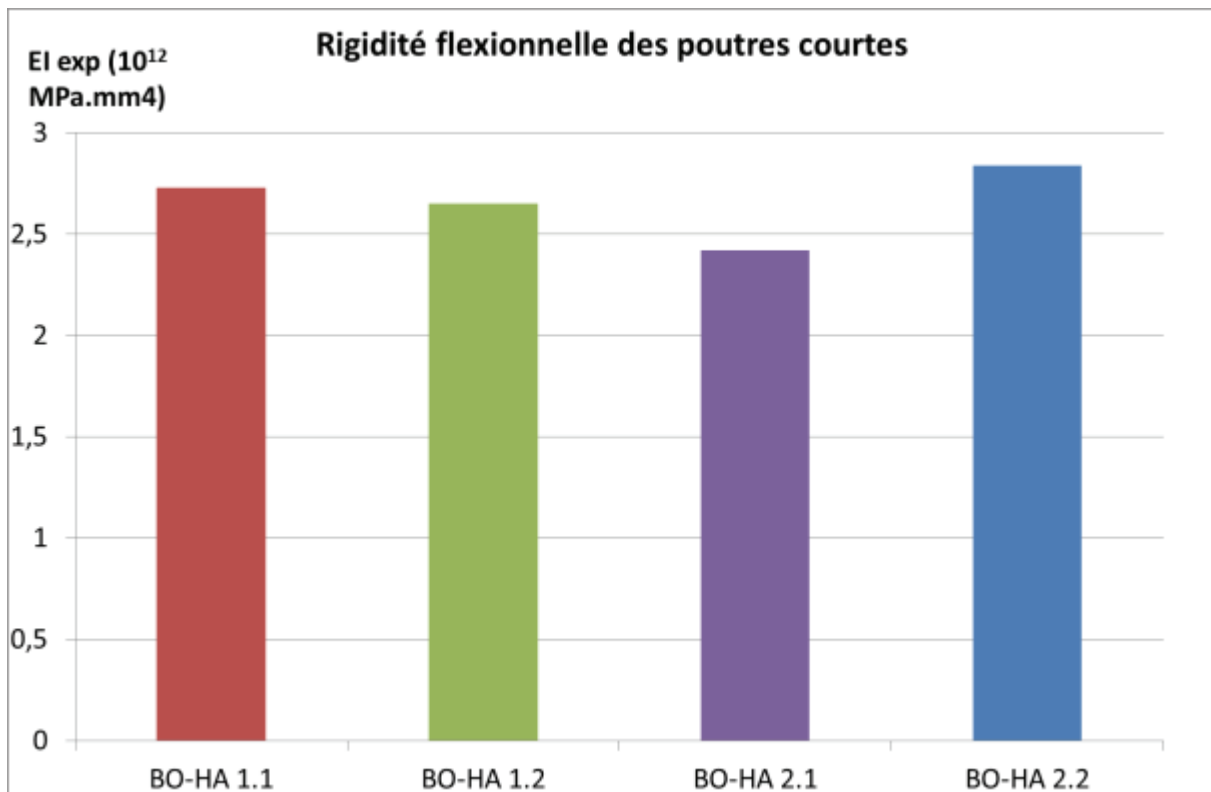


Figure V-31 : Rigidité expérimentale des poutres de faible portée

A partir de l'Equation V-2 de la flèche maximale à mi-portée, il est possible de remonter à la rigidité flexionnelle des poutres. Le but ici est de comparer la rigidité des poutres de courte portée avec les poutres de grande portée. La Figure V-31 présente les résultats expérimentaux de la rigidité pour les poutres BO-HA de faible portée. La rigidité est comprise entre 2,4 et 2,8.10¹² MPa.mm⁴ ce qui reste cohérent avec le résultat obtenu sur les poutres BO-HA de grande portée, soit 2,75. 10¹² MPa.mm⁴. En effet cela ne représente qu'une différence de -13% à 2% respectivement. Ce résultat

confirme également que les tronçons de poutres issus des poutres de grande portée ne comportaient pas de dégradations suite à l'essai de flexion.

V.2.3.3.3 Glissement

Au niveau des glissements enregistrés lors de l'essai, ils sont représentés en Figure V-32. Trois poutres montrent des similitudes alors que la poutre 2.1 semble montrer un comportement sensiblement différent. En effet cette poutre présente moins de glissement, à la rupture le glissement maximale est de l'ordre 0,01 mm quand les autres poutres avoisinent des valeurs proches de 0,05 et 0,06 mm. Autrement dit cette poutre présente un glissement maximal 5 à 6 fois inférieur. Ce résultat est intrigant et des questions peuvent être émises notamment sur les mesures. Les déplacements enregistrés sont très faibles, d'où des courbes qui peuvent montrer un certain bruit. Néanmoins, ces valeurs de glissement à l'interphase restent relativement faibles étant donné les forces mises en jeu surtout si elles sont comparés au glissement obtenu pour des connecteurs (locaux ou continus) qui est de l'ordre de plusieurs millimètres [Lukaszewska et al., 2010].

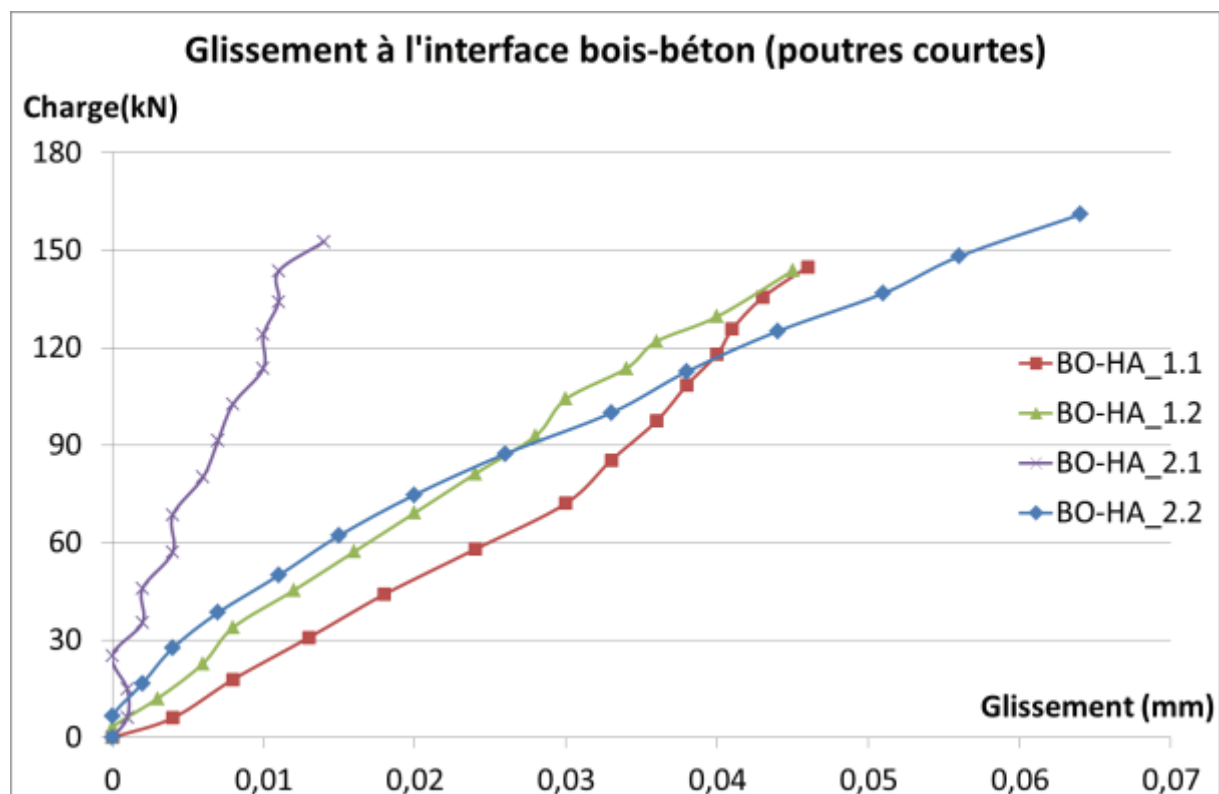


Figure V-32 : Glissement mesuré à l'interphase bois-béton

V.2.3.3.4 Récapitulatif des essais sur poutres courtes

Pour conclure sur ces essais de flexion 4 points sur poutres courtes, voici le Tableau V-15 qui récapitule tous les résultats obtenus. Au final, les poutres montrent une résistance ultime similaire de l'ordre de 140 à 160 kN pour un glissement d'environ 0,05 mm. Le glissement est donc très faible et peut être négligé. Deux modes de rupture ont été observés, le cisaillement du bois qui était un

mode de ruine recherché pour ces essais et la flexion du bois. Il était important de prendre en considération l'effet de l'effort tranchant sur la flèche pour pouvoir calculer la rigidité des poutres courtes. Au final, elle est du même ordre de grandeur que la rigidité des poutres de grande portée ce qui confirme nos résultats et l'absence de dégradations sur les poutres récupérées.

POUTRE BO-HA	1.1	1.2	2.1	2.2
Entraxe force (m)	0,67	0,67	0,67	1,067
Force max (kN)	144,9	143,7	152,6	161,0
Moment max (kN.m)	48,3	47,9	59,9	37,6
Glissement max (mm)	0,046	0,045	0,012	0,064
Mode de ruine	Cisaillement	Flexion	Flexion	Cisaillement

Tableau V-15 : Récapitulatif des essais de flexion sur les poutres de faible portée

V.2.3.4 Conclusion des essais sur les poutres

Ces premiers essais sur échelle réelle avaient pour but de vérifier les résultats des essais push-out, à savoir que les deux technologies de collage présentaient des résultats similaires.

Dans la réalité, les essais montrent que le traitement de surface du bois présente de meilleurs résultats que le collage du bois sur le béton préfabriqué. De plus le « sablage du bois » est beaucoup plus facile à mettre en œuvre que le collage, cela entraîne donc moins de contraintes pour les industriels et un gain de temps.

L'exécution du collage demande une maîtrise de plusieurs paramètres comme les températures d'utilisation, la propreté des surfaces et les moyens de serrage. Dans ce volet exploratoire, certaines de ces contraintes n'étaient pas totalement maîtrisées d'où un collage de mauvaise qualité qui s'est fait directement ressentir sur les résultats des essais en flexion.

Le sablage est beaucoup plus simple à réaliser ce qui permet une exécution dans les règles de l'art et donc des résultats supérieurs avec des performances garanties.

Pour la suite des essais et notamment pour la réalisation de planchers bois-béton, la solution de fabrication par voie humide en usine avec le sablage du bois et le coulage du béton est retenue.

V.2.4 Essai de Flexion 4 points sur prototype de plancher mixte

Après une caractérisation des poutres bois-béton, l'étape suivante est la réalisation de planchers hybrides reprenant toutes les conclusions des essais précédents. Le but est de caractériser les panneaux de plancher constitués des poutres bois-béton réalisées par voie humide en usine. Ces planchers seront donc soumis à des essais de flexion et comparés avec les Eurocodes.

V.2.4.1 Présentations des prototypes de planchers

Toujours dans l'optique de fournir des solutions différentes aux industriels, deux configurations de planchers ont été réalisées. La première configuration est un caisson composé de trois poutres bois avec une table de compression en béton ordinaire. Des aciers en partie tendue des poutres bois sont insérés et collés dans des rainures. Le bois utilisé est un bois lamellé collé de classe GL24h de dimensions 80 mm de large par 200 mm de haut. Pour faciliter l'assemblage et le transport, les trois poutres bois sont assemblées sur un panneau OSB et des entretoises en bois sablées sont disposées en partie centrale des trois poutres sablées/armées et aux deux extrémités pour fermer le caisson. L'usinage, le sablage et l'assemblage des poutres a été réalisés en amont par l'entreprise CRUARD. Une fois le caisson « bois armé » confectionné, il est envoyé dans l'entreprise JOUSSELIN pour le coulage du béton. Le béton fabriqué en usine est un C40/50 qui est coulé directement sur les poutres bois déjà préparées. Un remplissage en polystyrène entre les poutres sert de coffrage pour le béton. Le plancher a les dimensions « Longueur x largeur x hauteur » suivantes en mètres 8,15x1,20x0,27 ($L_{tot} \times b \times h$). L'épaisseur de l'OSB n'est pas prise en compte dans la hauteur du plancher car il ne sert aucunement au niveau structural mais juste pour la stabilité. Ce premier plancher est nommé BO-HA et est présenté en Figure V-33.

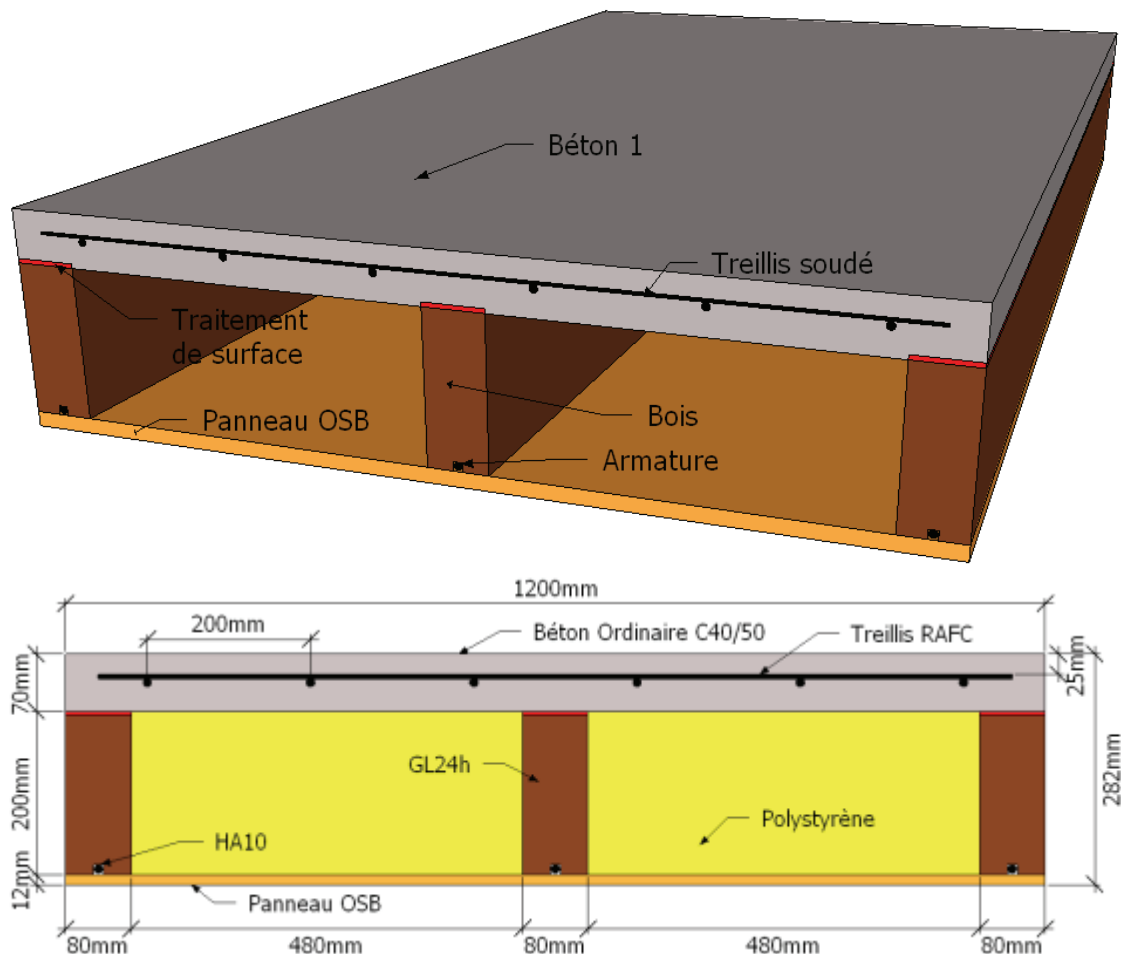


Figure V-33 : Plancher BO-HA, perspective et géométrie

La deuxième configuration est identique à la précédente en termes de dimension générale (longueur, largeur et hauteur) mais deux types de bétons sont utilisés pour la table de compression. Tout d'abord un BFUP d'une épaisseur de 40 mm est coulé sur toute la longueur des poutres bois sablées. Puis après prise du BFUP, le béton ordinaire C40/50 est coulé pour terminer la table de compression. Ce deuxième plancher est dénommé BFUP-HA (cf. Figure V-34).

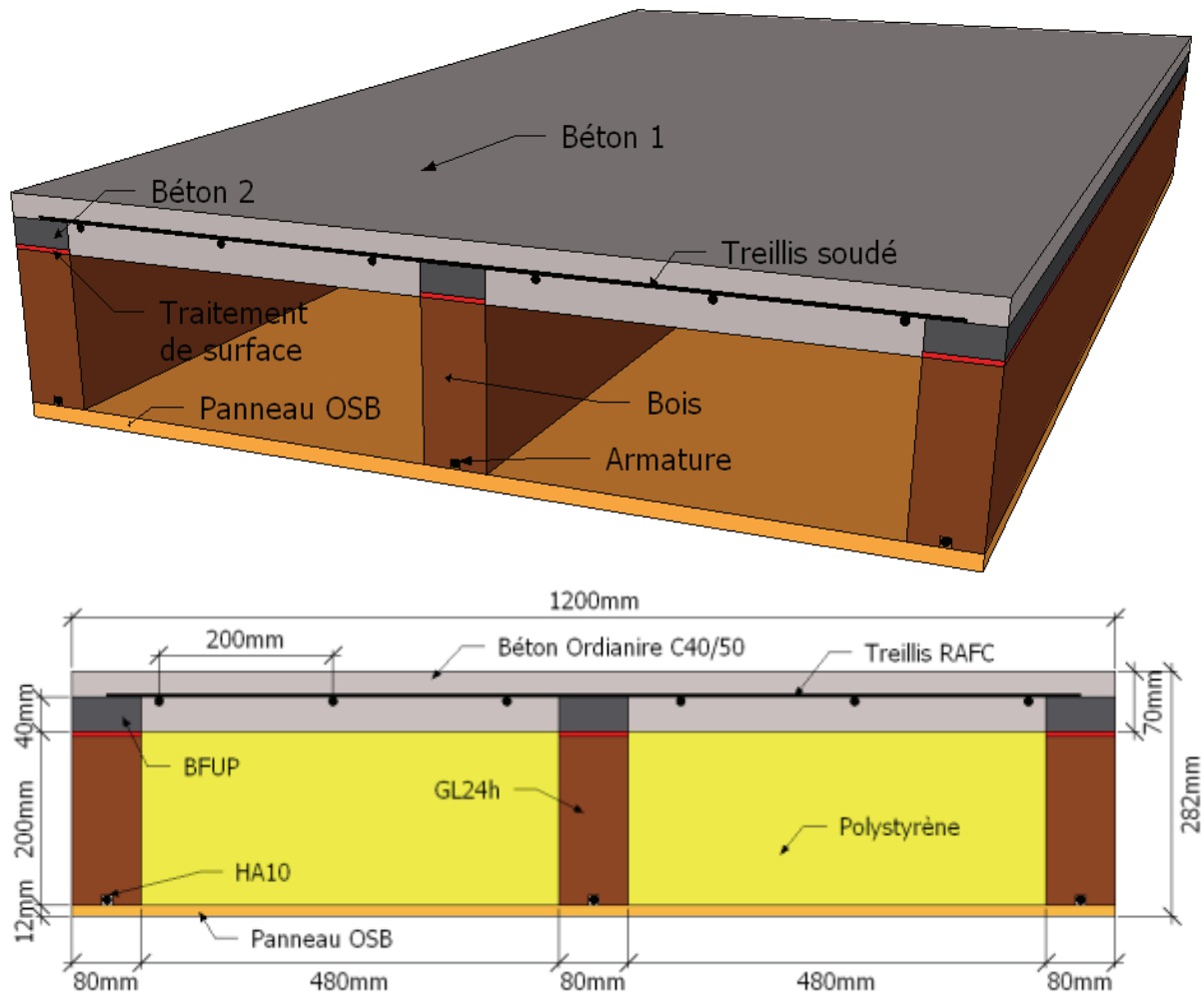


Figure V-34 : Plancher BFUP-HA, perspective et géométrie

Les étapes générales de fabrication des planchers sont donc les suivantes (Figure V-35) :

- Usinage des poutres bois aux dimensions 80x200 mm² ;
- Sablage du bois en partie supérieure avec la résine Eponal 371 et du sable ;
- Rainurage des poutres en partie inférieure sur toute la longueur ;
- Découpe et collage d'une armature dans la rainure avec la résine Eponal 380 ;
- Calage des poutres avec l'OSB pour stabiliser le caisson ;
- Mise en place du coffrage entre les poutres (polystyrène) ;
- Coulage du béton.



Figure V-35 : Processus de fabrication des planchers de l'usinage des poutres bois jusqu'à la construction du module avant coulage du béton

Au niveau de l'instrumentation, le même principe que pour les poutres a été repris. Les données qui sont collectées sont la force centrale, la flèche et les déformations de la section à mi-portée ainsi que le glissement à l'interface bois-béton au niveau d'un appui comme le présente la Figure V-36 et le Tableau V-16.

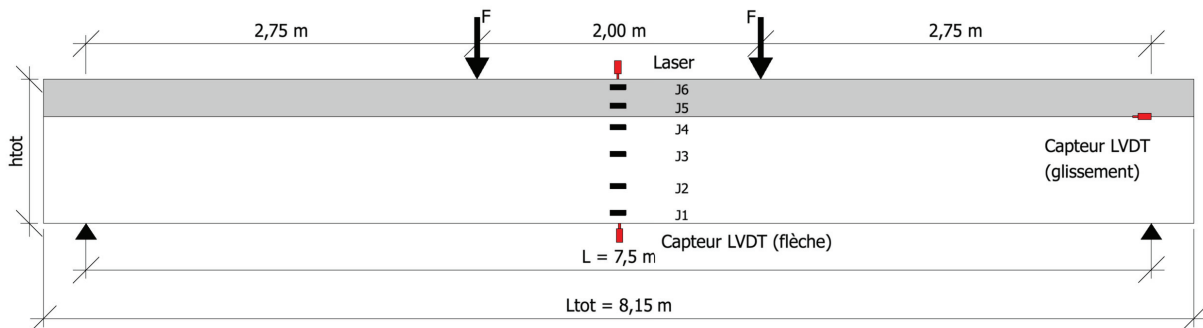


Figure V-36 : Instrumentation des planchers pour les tests de flexion

JAUGE	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7
Hauteur ² (mm)	20	70	130	180	220	255	6
Matériau support	Bois			Béton		Renfort	

Tableau V-16 : Positionnement des jauges sur les planchers

V.2.4.2 Pré-test : Masse du panneau

En essai préliminaire, les planchers ont été placés sur la plateforme munie aux quatre coins de capteurs de force permettant de déterminer la masse des panneaux. Ainsi il est possible de confronter ce résultat obtenu avec le calcul théorique du plancher.

La procédure est simple, les capteurs de force sont disposés au niveau des appuis, la mise à zéro des capteurs est alors réalisée. Par la suite le plancher est posé délicatement sur les capteurs qui enregistrent donc le poids propre du panneau. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau V-17 précédent.

² La hauteur des jauges est donnée par rapport à la sous-face des poutres bois composant le plancher, l'OSB n'étant pas pris en compte dans les calculs de structure.

Caractéristiques Plancher	BO-HA	BFUP-HA
Force mesurée (daN)	1928	1935
Masse surfacique expérimentale (kg/m ²)	197	198
Masse surfacique théorique (kg/m ²)	195	

Tableau V-17 : Poids propre des planchers hybrides

Les mesures effectuées montrent une concordance avec le calcul théorique. Les données théoriques considérées sont les suivantes :

- Masse volumique du béton armé : 2500 kg/m³ ;
- Masse volumique du bois : 350 kg/m³ ;
- Masse volumique de l'acier : 7850 kg/m³.

Pour obtenir la masse surfacique, l'hypothèse que la force F enregistrée soit proportionnelle à la masse m et à l'accélération gravitationnelle g est émise. En divisant la masse obtenue par la surface du plancher, il est possible d'obtenir la masse surfacique :

$$m = \frac{F}{g} \quad \text{Equation V-3}$$

$$m_{surf} = \frac{m}{S} \quad \text{Equation V-4}$$

Avec g approximé à 10 m.s⁻² et S qui représente la surface de plancher soit le produit de la longueur totale par la largeur du plancher.

A l'aide de ce pré-test, il est possible de déterminer sur les courbes charge-flèche ou moment-flèche l'impact du poids propre du plancher. En effet, lors d'un test de flexion classique, les données enregistrées (force appliquée et déplacements) sont dues à une surcharge ou charge d'exploitation.

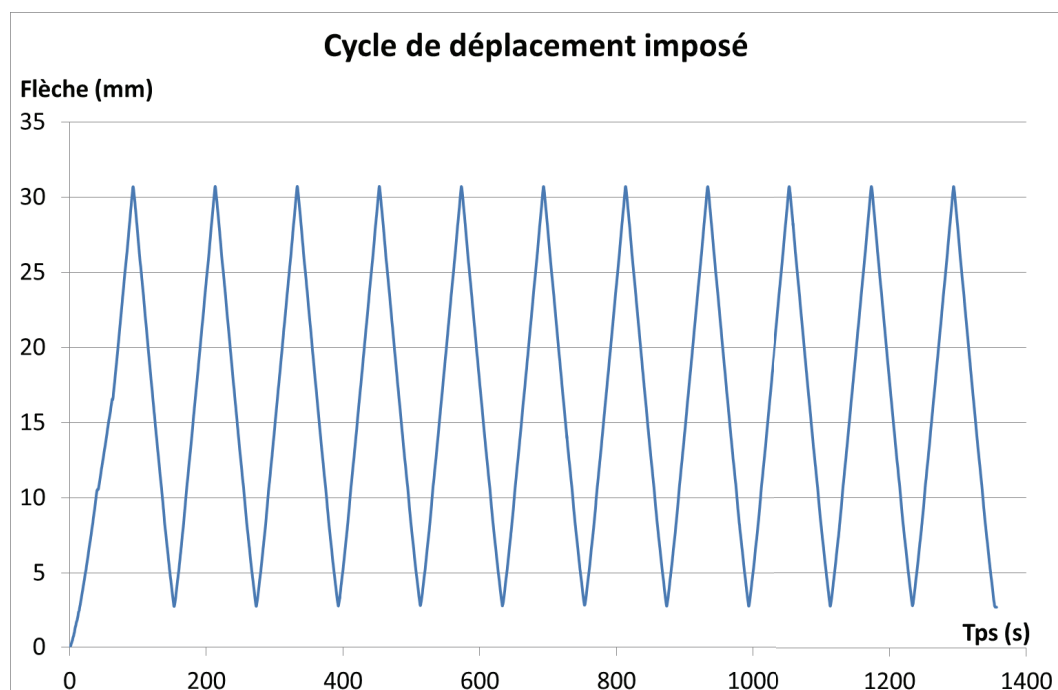


Figure V-37 : Cycle de déplacement imposé aux planchers avant essai de flexion à rupture

V.2.4.3 Résultats des essais de flexion 4 points sur plancher

Maintenant que la masse du plancher a été déterminée, l'essai de flexion jusqu'à rupture est mené. Afin d'obtenir plus d'informations sur le comportement en flexion du plancher hybride, des cycles de chargement-déchargement sont effectués à une vitesse de 4 mm/min, entre 0 et 30 mm de flèche ce qui correspond environ à une limitation de la flèche à L/300 (cf. Figure V-37).

V.2.4.3.1 Comportement mécanique des planchers en flexion

Tout d'abord, étudions le comportement mécanique des planchers soumis à un essai de flexion 4 points. La même configuration que pour les poutres est utilisée (cf. Figure V-36).

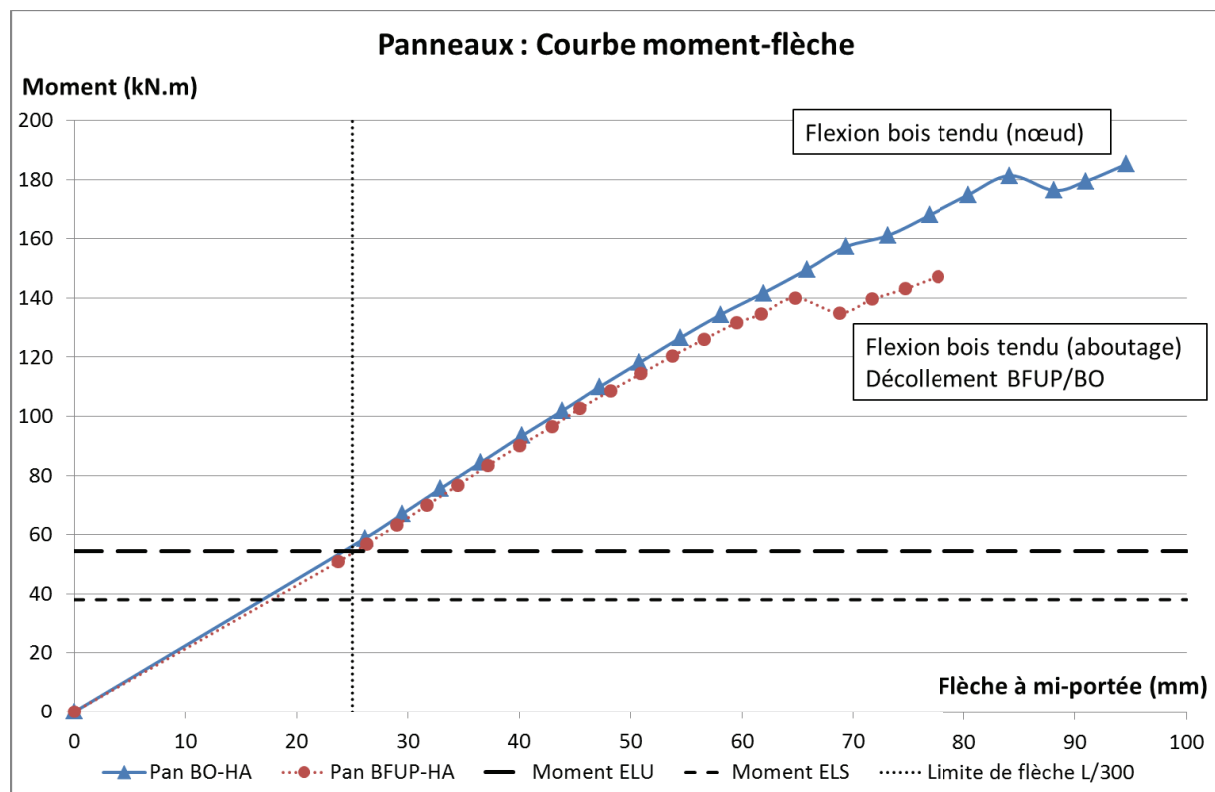


Figure V-38 : Caractérisation mécanique des planchers hybrides

La Figure V-38 présente la courbe moment-flèche des panneaux bois- béton. Cette courbe intègre le déplacement vertical à mi-portée dû au poids propre. En effet, en connaissant la masse du plancher et sa rigidité, il est possible de remonter à la flèche due au poids propre. De plus, les moments à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) sont tracés ainsi que la limite de flèche L/300. Ces éléments permettent de juger les planchers par rapport aux normes Eurocodes.

Pour déterminer les charges réglementaires et le calcul des moments ELU et ELS, l'hypothèse d'un plancher courant en intérieur de type « bureau » a été faite. Ainsi les charges d'exploitation « q » sont de 2,5 kN/m² et le poids propre de la structure « g » est de 2 kN/m² comme les mesures de masse du plancher l'ont montré. Les combinaisons caractéristiques à l'ELS et l'ELU sont utilisées et les charges ELS et ELU sont définis par les Equation V-5 et Equation V-6 suivantes :

$$p_{ELS} = g + q$$

Equation V-5

$$p_{ELU} = 1,35g + 1,5q$$

Equation V-6

Le moment maximal pour une poutre sur deux appuis chargée avec des charges réparties se trouve à la mi-portée et est donnée par l'Equation V-7 :

$$M_x = p_x \cdot L^2 / 8$$

Equation V-7

où p_x est la charge à l'état limite recherché (ELS ou ELU) en kN/ml.

Le Tableau V-18 récapitule les résultats importants de cet essai sur les planchers hybrides. Ainsi il est possible de comparer le moment ultime de rupture des planchers avec la valeur du moment à l'ELU. La marge de sécurité entre l'ELU et la rupture du plancher est très élevée puisque les panneaux présentent un gain à la rupture de 240% et 171% pour les planchers BO-HA et BFUP-HA respectivement par rapport à l'ELU. De même la flèche obtenue sous des charges à l'ELS ne représente que 66 à 68% de la limite de flèche à ne pas dépasser qui a été fixée dans le projet. Ces résultats sont particulièrement remarquables et encourageants. En effet, les panneaux montrent une résistance à la flexion bien supérieure à ce qu'ils devraient subir dans leurs conditions d'utilisation. De même au niveau des flèches et des déplacements, les résultats présentent une réserve de sécurité de plus de 30%.

PLANCHER	BO-HA	BFUP-HA
Moment maximal exp (kN.m)	185,2	147,2
Moment à l'ELS (kN.m)	38,0	
Moment à l'ELU (kN.m)	54,4	
Gain / ELU (%)	240	171
Flèche exp à M_{ELS} (mm)	16,5	17,0
Limite _{ELS} L/300 (mm)	25	
Rapport Flèche/Limite _{ELS} (%)	66	68
Mode de ruine	Flex. Bois (nœud)	Flex. Bois (aboutage) & Décol BO/BFUP

Tableau V-18 : Calcul réglementaire à l'Eurocode

Au niveau du mode de ruine, la flexion du bois en partie tendu est encore un facteur déterminant pour nos structures hybrides comme cela était le cas pour les poutres. Ici la rupture est apparue au niveau d'une singularité dans le bois, un nœud ou un aboutage. Un décollement entre les parties béton BO et BFUP a été constaté également à la rupture pour le plancher concerné. Malheureusement ce dernier événement, glissement entre le BO et le BFUP, n'a pas pu être enregistré par les capteurs car aucune instrumentation n'avait été installée à cette interface. Le décollement à l'interface des bétons peut être expliqué par la qualité d'exécution des planchers. Lors de la fabrication, après traitement par sablage des poutre bois, le BFUP est coulé. Un délai d'un jour permet la prise du BFUP, puis un deuxième coulage est effectué en BO pour compléter la dalle de compression. Malheureusement, aucun traitement n'a été effectué sur la surface libre du BFUP. Cela

engendre donc la mauvaise connexion entre les parties bétons. En effet, la laitance du BFUP remonte et une fine pellicule de faible qualité se forme à la surface d'où le décollement par la suite.

La Figure V-38 permet d'apprécier le comportement mécanique des planchers qui est linéaire jusqu'à une valeur proche de la rupture (180 kN.m pour le panneau BO-HA et 140 kN.m pour le panneau BFUP-HA). A partir de cette valeur, une diminution est observable au niveau du moment qui est à mettre en relation avec des craquements enregistrés pendant l'expérience. Il est fort probable que ces craquements proviennent de la rupture des fibres tendues des poutres bois. Néanmoins, les panneaux continuent à résister même après cet incident jusqu'à leur rupture finale où le comportement semble de nouveau linéaire. Cela est un bon point pour notre structure surtout au niveau de la sécurité des personnes et des biens. En cas de chargements excessifs, une première rupture peut apparaître sans pour autant compromettre l'intégralité de la structure. Une redistribution des efforts permet de continuer le chargement avant la rupture brutale.

Les résultats légèrement plus faibles du panneau BFUP-HA peuvent provenir de la variabilité des performances mécaniques des matériaux et notamment le bois. En effet, ce plancher devrait être théoriquement plus rigide, dû à la présence de BFUP. Ainsi, de meilleures performances étaient attendues avec cette configuration.

V.2.4.3.2 Profil de déformation de la section

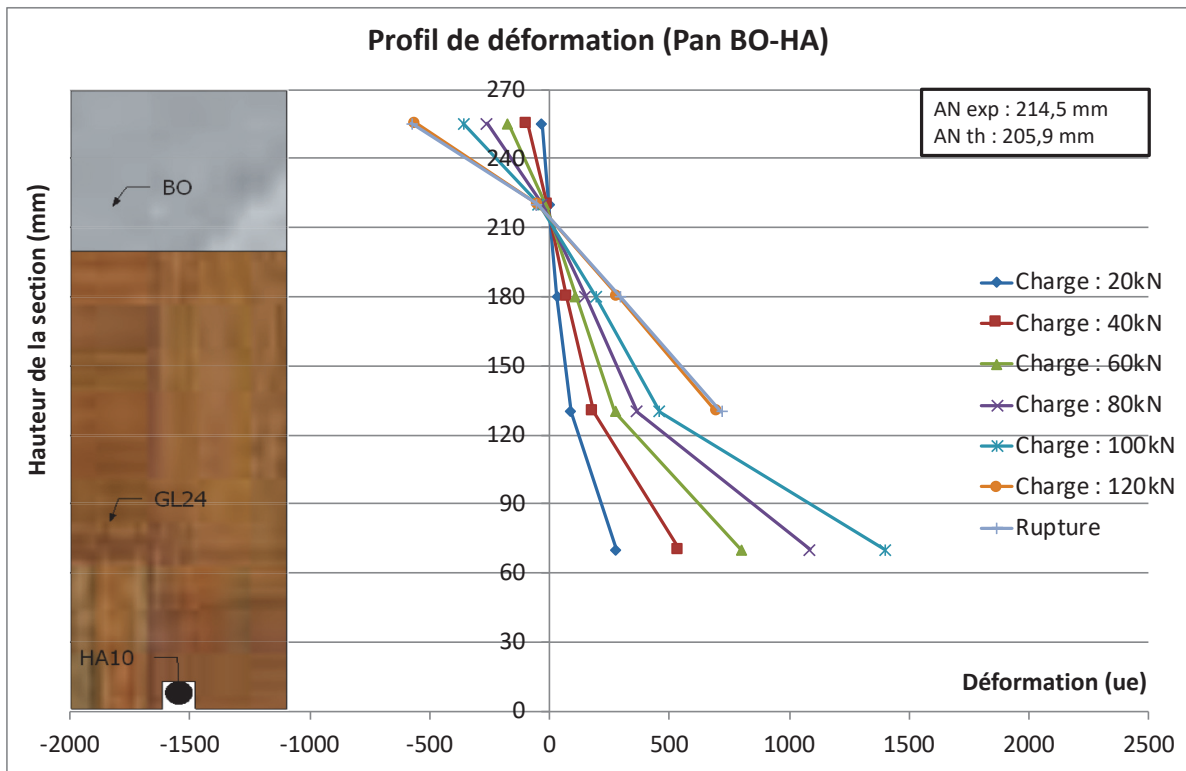


Figure V-39 : Profil de déformation du panneau BO-HA en flexion 4 points

Le profil de déformation des planchers est tracé à l'aide des jauges de déformation collées sur la section à mi-portée. Les Figure V-39 et Figure V-40 présentent les résultats obtenus pour les

panneaux BO-HA et BFUP-HA respectivement. Il est possible de remarquer que certaines données n'ont pas été représentées, notamment les résultats de la jauge 1 positionnée sur le bois à 20 mm du bas de la section pour le panneau BO-HA. Des fissures sur les poutres bois au niveau des jauges ont perturbé leurs résultats. Pour le plancher BFUP-HA, il est possible de voir que les valeurs des deux jauges en bas de la poutre (J1 et J2) montrent les mêmes perturbations que le panneau précédent.

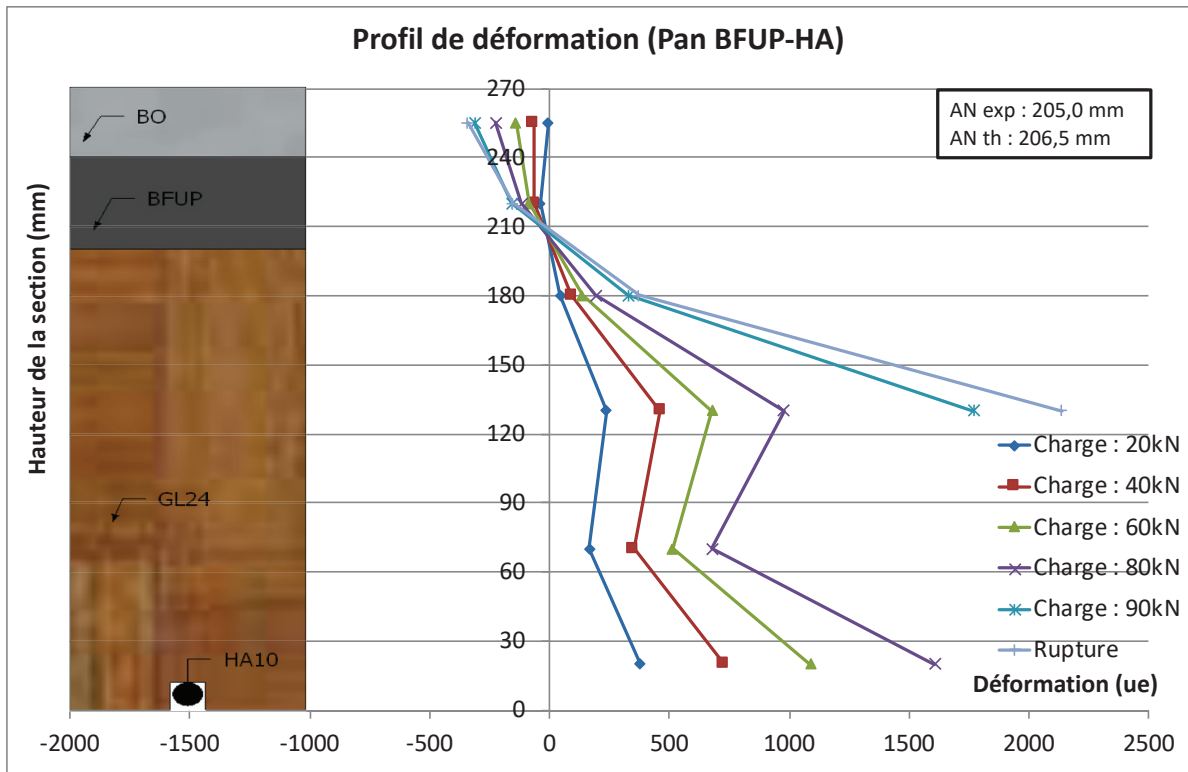


Figure V-40 : Profil de déformation du plancher BFUP-HA

Cela est à mettre en relation avec le fait que ces jauges se trouvaient très proches d'assemblages par visserie. En effet, pour rigidifier les planchers, des poutres dans le sens de la largeur du panneau ont été ajoutées à chaque extrémité et vers le milieu comme il est possible de le voir sur la Figure V-41. Ces poutres étant fixées à l'aide de grandes vis.



Figure V-41 : Positionnement des poutres à mi-portée des planchers dans le sens transversal des planchers

V.2.4.3.3 Rigidité des planchers

A l'aide des données enregistrées et plus particulièrement la flèche à mi-portée et la charge centrale, il est possible de calculer la rigidité flexionnelle des planchers comme ça a été le cas pour les poutres. Ainsi pour chaque cycle de chargement et déchargement, la rigidité a été calculée et ainsi il est possible de suivre l'évolution de la rigidité au cours des cycles qui se trouve en Figure V-42.

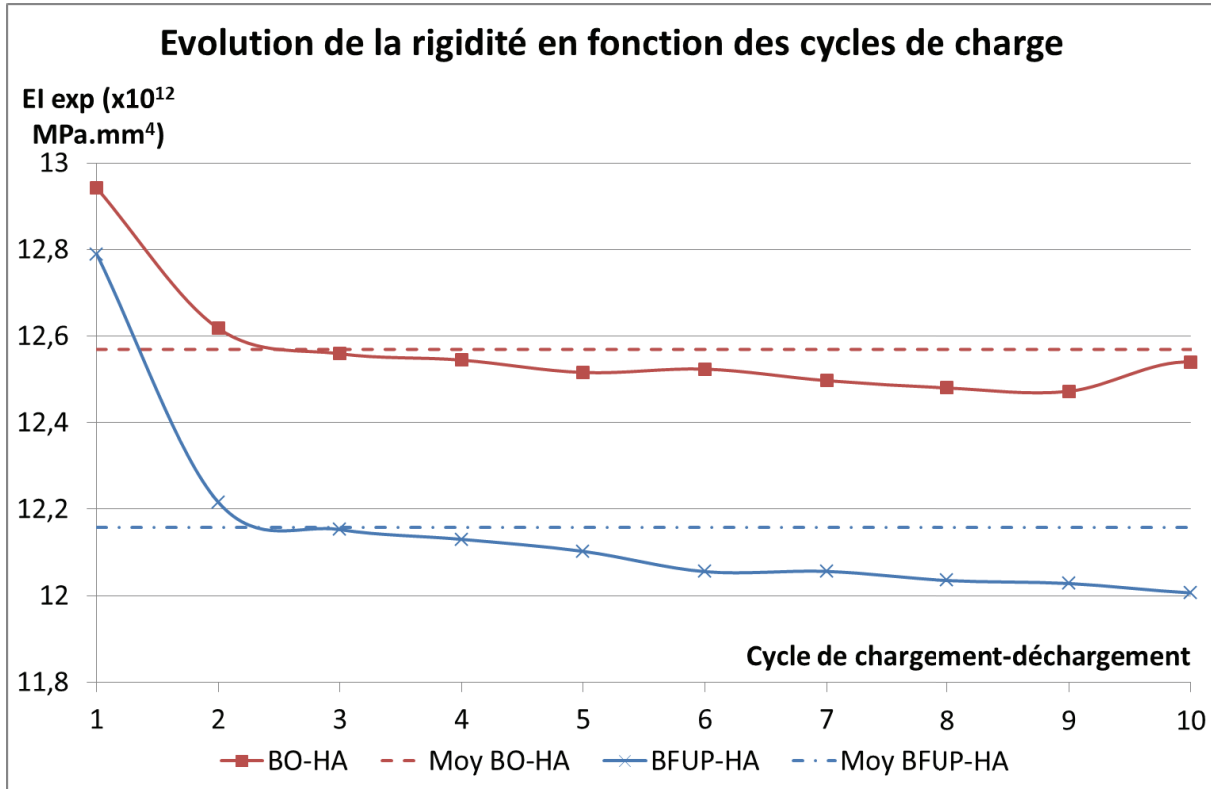


Figure V-42 : Rigidité flexionnelle expérimentale des planchers au cours des cycles de chargement

Cette évolution au cours des cycles montre dans un premier temps qu'il y a une légère diminution de la rigidité au fur et à mesure des cycles. En effet entre le cycle 1 et 10, une diminution de l'ordre de 3% et 6% pour les panneaux BO-HA et BFUP-HA respectivement. La rigidité du cycle 1 est supérieure à celle des autres cycles. En considérant le cycle 2 comme référence, cette diminution est beaucoup moins marquée avec un ordre de grandeur de 1% et 2%. Le premier chargement permet de mettre en place le plancher et d'éliminer tous les jeux éventuels du dispositif expérimental, une fois cette mise en place faite, la rigidité évolue très lentement et de manière négligeable.

Une moyenne sur les dix cycles de chargement-déchargement est également calculée et représentée en trait pointillé sur la Figure V-42. Un point à noter est la différence entre la valeur de rigidité des deux planchers. Vu les configurations de panneaux testés, ces valeurs devraient être identiques or ce n'est pas tout à fait le cas. Cependant la différence de rigidité moyenne sur les cycles entre le plancher BO-HA ($12,57 \cdot 10^{12} MPa \cdot mm^4$) et le plancher BFUP-HA ($12,14 \cdot 10^{12} MPa \cdot mm^4$) est de l'ordre de 4% ce qui reste relativement faible.

V.2.4.3.4 Impact du panneau OSB

Un panneau OSB est utilisé dans la fabrication des planchers. Pour les calculs de structure, son impact a été négligé. Maintenant nous allons quantifier son impact et voir si cette hypothèse est valable ou bien s'il joue un rôle non négligeable. Pour cela, un calcul théorique de la position de l'axe neutre et de la rigidité a été mené en se basant sur la méthode d'homogénéisation des sections. La référence est le matériau bois. Ainsi le Tableau V-19 récapitule les différentes hypothèses faites lors du calcul et le Tableau V-20 les différents résultats obtenus pour le plancher BO-HA. L'analyse se portera sur ce plancher tout en sachant que les résultats pour le planchers BFUP-HA sont équivalents et que les mêmes conclusions peuvent être tirées.

Portée (m)	7,5
Largeur (m)	1,2
Charge permanente (kN/m ²)	2
Charge d'exploitation (kN/m ²)	2,5
Limite flèche	L/300
E _{Bois} (MPa)	12500
E _{BFUP} (MPa)	45000
E _{BO} (MPa)	30000
E _{Acier} (MPa)	210000
E _{PRFC} (MPa)	165000
E _{OSB} (MPa)	4930

Tableau V-19 : Hypothèses pour l'homogénéisation des sections

Pan BO-HA	Théorie avec OSB	Théorie sans OSB	Différence (%)	Expérimental	Diff. avec OSB(%)	Diff. sans OSB(%)
Axe neutre (mm)	201,2	205,9	-2	214,5	7	4
Rigidité (x10 ¹² MPa.mm ⁴)	17,0	13,9	22	13,2	-22	-5

Tableau V-20 : Impact de la prise en compte de l'OSB et comparatif pour le plancher BO-HA

Le Tableau V-20 permet de juger du rôle du panneau OSB sur la position de l'axe neutre (AN) et de la rigidité (EI). Théoriquement la présence de l'OSB est négligeable au niveau de l'AN, en effet la différence entre la prise en compte du panneau ou non n'est que de 2%. Par contre son impact est plus marqué sur la rigidité, puisque la différence est de 22% entre la rigidité avec OSB et sans OSB au niveau du calcul théorique. Lorsque les résultats théoriques sont confrontés aux résultats expérimentaux, la présence de l'OSB montre plus de différences de l'ordre de 7% et -22% pour l'axe neutre et la rigidité respectivement. Sans prendre en considération l'OSB, les différences entre théorie et expérience sont relativement faibles et négligeable, avec 4% pour l'AN et -5% pour la rigidité. Au final, l'OSB ne semble pas jouer un rôle au niveau mécanique d'après les résultats expérimentaux obtenus. L'hypothèse de négliger ce panneau est donc valable.

V.2.5 Conclusion générale sur les porteurs horizontaux

Les essais de flexion sur plancher avaient pour but de tester la méthode de fabrication par voie humide sur des structures à l'échelle 1 et de caractériser le comportement mécanique des panneaux hybrides bois-béton et de les confronter aux règlements Eurocodes.

La méthode de fabrication avec traitement de surface du bois avant coulage montre également de bons résultats sur plancher comme lors de l'étude des poutres. Cela confirme donc l'intérêt de cette méthode de construction pour les systèmes composites en bois-béton. Il réunit les avantages du collage c'est-à-dire pas de glissement à l'interface avec une continuité des déformations sur la section. La rigidité de la liaison permet d'améliorer le comportement mécanique des structures sur deux axes : la résistance ultime et la rigidité de flexion. Cependant la rupture est fragile et intervient pratiquement instantanément lorsqu'elle atteint sa résistance ultime comme d'autres auteurs l'ont constaté avec le collage structural.

Au niveau du comportement mécanique des planchers, il est possible de remarquer que la relation moment-courbure est quasiment linéaire jusqu'à une force ou un moment proche de la valeur ultime à la rupture, puis une légère chute de la force est observable avant la reprise des efforts par le plancher jusqu'à la ruine. Les modes de ruine sont pilotés par les éléments en bois qui ont tendance à rompre au niveau des imperfections présentes telles que les nœuds ou les aboutages. Il a été observé sur le plancher BFUP-HA un décollement entre les deux parties de béton qui est compréhensible car aucun traitement de surface n'a été effectué à ce niveau. Du coup le béton ordinaire a été directement coulé sur la laitance et la surface pratiquement lisse du BFUP.

Le profil de déformation de la section montre un comportement proche d'une déformation continue et linéaire sur toute la hauteur des spécimens.

De plus la rigidité des planchers durant les phases de chargement-déchargement n'évolue pas de manière significative. Même en admettant que le premier cycle permet d'éliminer les jeux et mettre en place le plancher, une baisse de l'ordre de 6% au maximum est mesurée. La rigidité reste stable au cours du chargement jusqu'à la chute de résistance observée proche de la ruine.

Enfin lorsque ces planchers composites en bois-béton sont comparés avec les charges réglementaires des Eurocodes, il est possible de s'apercevoir que le moment ultime des panneaux est supérieur de 170 à 240% par rapport au moment à l'ELU. Au niveau des déplacements et des vérifications à l'ELS, la flèche pour des charges en combinaison caractéristique à l'ELS ne représente que 70% de la limite imposé par les règlements. Les panneaux hybrides remplissent donc deux critères essentiels pour les Eurocodes, une résistance ultime suffisante et des déplacements limités.

VI MODELISATION DES STRUCTURES HYBRIDES

Après l'étude expérimentale réalisée sur les poutres et les planchers, une approche analytique est proposée afin de comparer les résultats théoriques et expérimentaux. Par la suite le but est de prédire le comportement des structures hybrides et de proposer un outil de pré-dimensionnement. Le comportement instantané de structures multi-matériaux est étudié jusqu'à la rupture aussi bien dans le domaine linéaire et élastique que dans le domaine non-linéaire. Pour les structures bois-béton, [Pham, 2007; Ferrier et al., 2012; Kong et al., 2015] ont déjà proposé des modèles pour l'étude de poutres. Pour les planchers, des modélisations éléments finis ont été présentées par plusieurs auteurs [Lukaszewska et al., 2010; Ben Mekki and Toutlemonde, 2011; Ferrier et al., 2014]. Dans ce chapitre, un modèle analytique est proposé pour étudier le comportement mécanique de poutres ou de planchers sous chargement statique.

VI.1 HYPOTHESES DE CALCUL

La modélisation concerne les sections hétérogènes multicouches composées des matériaux bois, béton et d'armatures de renfort. Les matériaux ont leurs propres lois de comportement en traction et en compression. L'hypothèse de Bernoulli disant que les sections planes restent planes est faite et les déformations sont considérées linéaires sur toute la hauteur de la section. A partir des déformations, le champ de contrainte est déduit en utilisant les lois de comportement des matériaux. Aucun glissement n'est pris en compte entre les différents matériaux et le traitement de surface, collage ou sablage, n'est pas modélisé. La rupture en cisaillement de la liaison bois-béton n'est pas prise en compte puisque d'après les essais push-out, la rupture intervient dans les matériaux et non dans le joint de colle. La présence d'imperfections dans le bois est négligée. La section est discrétisée en sous-couche élémentaire pour le calcul. Enfin, pour les poutres, seules les sections en Figure VI-1 sont utilisables par l'outil analytique tandis que les deux planchers testés ont été modélisés.

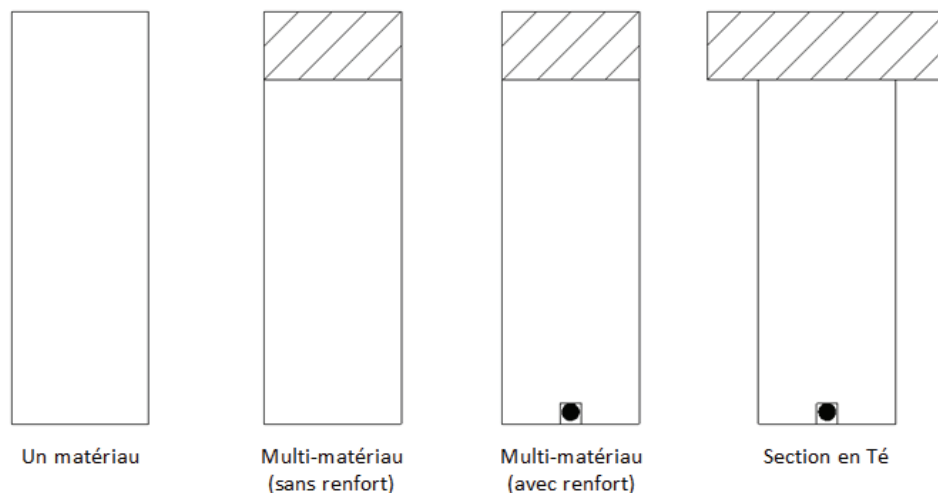


Figure VI-1 : Type de section modélisable pour les poutres

VI.2 CARACTERISTIQUES ET LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

Nous détaillons dans cette partie les lois de comportement choisies pour modéliser les différents matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques mécaniques. Pour simplifier la modélisation, ces lois sont idéalisées mais restent proches du comportement réel. Ces lois se basent sur les normes ou de la littérature ou bien sur des données expérimentaux.

VI.2.1 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux proviennent dans un premier temps de recherches bibliographiques, de normes ou d'articles scientifiques. Par la suite des essais de caractérisation (compression, traction et module d'élasticité) ont été effectués pour déterminer et affiner certains paramètres du modèle, notamment au niveau du bois lamellé collé et des bétons. Le Tableau VI-1 récapitule toutes les données matériaux utilisées dans le modèle analytique.

Matériau	Caractéristique	Paramètre	Valeur
BFUP	Traction	f_{ctk} [MPa]	9
		ε_{el} [‰]	0.16
		ε_{lim} [‰]	2.5
	Compression	ε_{bc} [‰]	4
		f_{cc} [MPa]	180
Module d'Young	E_c [MPa]	45,000	
Béton Ordinaire (BO)	Traction	f_{ctm} [MPa]	3.5
	Compression	ε_{c2} [‰]	2
		ε_{cu2} [‰]	3.5
		f_{ck} [MPa]	40
Module d'Young	E_{cm} [MPa]	35,200	
Bois (GL24 h)	Traction	F_{wt} [MPa]	50
	Compression	f_{wc} [MPa]	24
	Cisaillement	F_{sh} [MPa]	3.5
	Module d'Young	E_w [MPa]	12,500
CFRP ($\Phi 10$)	Traction	f_r [MPa]	2200
		ε_r [‰]	13.3
	Module d'Young	E_r [MPa]	165,000
Acier HA ($\Phi 10$)	Traction	f_y [MPa]	550
		$\varepsilon_{y,el}$ [‰]	2.6
		$\varepsilon_{y,lim}$ [‰]	25
	Module d'Young	E_y [MPa]	210,000

Tableau VI-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.2.2 Lois de comportement

Les différentes lois contrainte-déformation qui ont été utilisées lors de la modélisation sont détaillées ici. Pour chaque matériau (bois, béton ordinaire, BFUP et armature), une loi est fournie en se basant sur des données bibliographiques, des normes ou des tests de caractérisation des matériaux menés au sein du laboratoire.

VI.2.2.1 Bois – GL24h

Le bois utilisé est exclusivement du bois lamellé collé de classe GL24h. Conformément à la norme [CEN NF EN 1995-1-1, 1995], le comportement du bois peut être modélisé comme sur la Figure VI-2, avec un comportement élastique fragile en traction et élasto-plastique en compression. De plus selon [Fiorelli and Dias, 2003], la limite de déformation plastique peut être prise à trois fois la limite de déformation élastique. L'analyse étant basée sur les déformations, la rupture se produit lorsqu'une des deux limites (ε_{wt} en traction ou $\varepsilon_{w,pl}$ en compression) est atteinte.

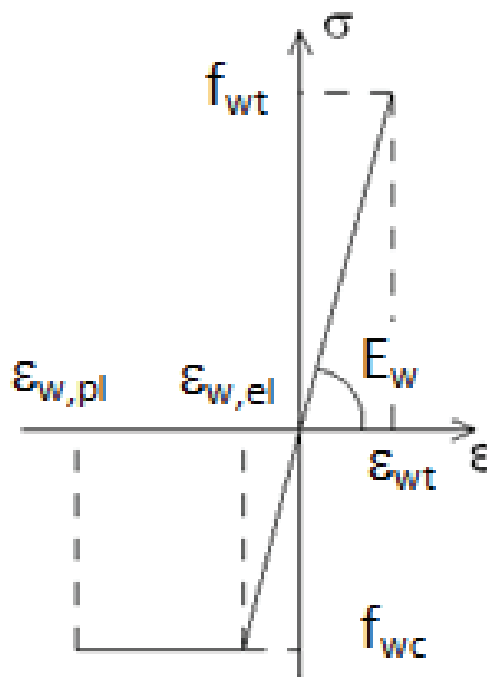


Figure VI-2 : Loi de comportement idéalisée du bois

VI.2.2.2 Bétons – BO et BFUP

Les lois de comportement des bétons sont issues de [CEN NF EN 1992-1-1, 1992] et [AFGC, 2013], pour les bétons ordinaires (BO) et les BFUP respectivement.

Pour le BO, le comportement mécanique est illustré par la Figure VI-3(a). Une relation élastique fragile en traction est prise en compte jusqu'à la résistance en traction du béton puis l'hypothèse que les couches adjacentes reprennent les efforts est faite. En compression, une loi élasto-plastique est considérée et est régie par les équations suivantes :

$$\sigma_c(\varepsilon) = f_{ck} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \text{ pour } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \quad \text{Equation VI-1}$$

$$\sigma_c(\varepsilon) = f_{ck} \text{ pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu2} \quad \text{Equation VI-2}$$

où f_{ck} est la résistance caractéristique à 28j du béton, ε_{c2} est la déformation limite élastique et ε_{cu2} est la déformation limite plastique, ε_{c2} et ε_{cu2} dépendent de la classe du béton comme explicité dans l'Eurocode 2.

Concernant le BFUP, l'AFGC préconise pour les éléments de plaque mince une loi élasto-plastique en traction et élastique fragile en compression. Vu les dimensions de nos éléments BFUP, ils peuvent être considérés comme des plaques minces car l'épaisseur (40 mm) est inférieure à trois fois la longueur des fibres qui est de 15 mm. La Figure VI-3(b) présente le modèle utilisé pour le BFUP.

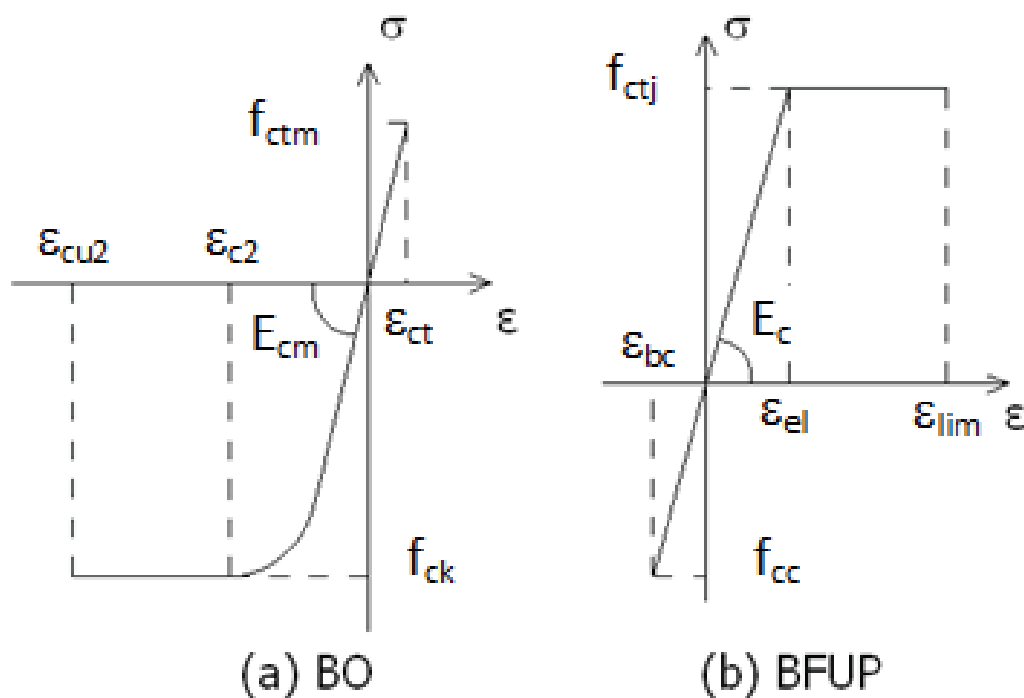


Figure VI-3 : Lois de comportement des bétons utilisés

VI.2.2.3 Armatures de renfort

Les renforts considérés sont de l'acier de construction haute adhérence (HA) ou des polymères renforcés par fibres de carbones (CFRP). Comme pour le béton, c'est l'Eurocode 2 qui sert de référence pour déterminer la loi de comportement de l'acier HA. Une loi élasto-plastique parfaite est considérée. Pour le CFRP, le comité 440 [ACI, 2001] qui traite des constructions en béton armé avec des armatures en polymères renforcés par fibres, définit la loi de comportement des barres FRP comme élastique linéaire jusqu'à la rupture fragile en traction. La Figure VI-4 récapitule le comportement pour les deux types de renforts utilisés.

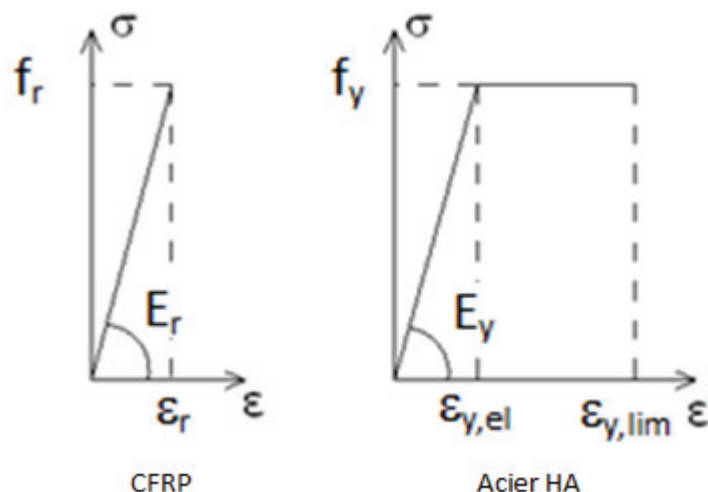


Figure VI-4 : Lois simplifiées pour modéliser les armatures

VI.3 APPROCHE DE LA RUINE

L'approche de la ruine est un critère important puisque cela conditionne l'arrêt du programme. En observant les lois de comportement des matériaux, plusieurs modes de ruine sont facilement identifiables. D'autres sont plus complexes à déterminer. L'analyse étant basée sur la compatibilité des déformations, c'est principalement à ce niveau que le modèle reconnaît la ruine des éléments. Quoiqu'il en soit, voici les modes de ruine qui sont pris en compte par la modélisation.

VI.3.1 Bois

Le matériau bois peut se trouver en traction ou en compression lors d'un essai de flexion. Il y aura donc soit ruine par compression du bois soit ruine par traction du bois.

La ruine est considérée atteinte dès que la déformation dans le bois atteint une des limites de sa loi de comportement. Si la fibre comprimée a une déformation supérieure ou égale à $\varepsilon_{w,pl}$ alors la ruine en compression est déclarée. Il en est de même pour la traction avec la limite ε_{wt} . La rupture par traction du bois est courante dans les structures bois, de plus le bois ne possède pas de phase plastique en traction, d'où une rupture fragile. La rupture en compression est peu courante sauf pour des éléments renforcés en traction. En effet, le renforcement change le mode de rupture, un comportement ductile est observé avant la rupture.

La rupture par cisaillement du bois doit également être prise en considération lorsque les structures bois sont renforcées à la fois en compression et en traction. Encore une fois le renforcement fait évoluer le mode de ruine. La rupture par cisaillement du bois intervient lorsque la contrainte est supérieure à la résistance du bois en cisaillement. Pour des sections composites, [Ozelton and Baird, 2006] ont défini le critère de dimensionnement suivant :

$$\tau_w \leq f_{glk}$$

Equation VI-3

où τ_w est la contrainte maximale de cisaillement défini par l'Equation VI-4 et f_{gk} est la résistance du bois lamellé collé en cisaillement défini par l'Eurocode 5.

$$\tau_w = \frac{F_v \cdot E_s}{EI_{eff} \cdot t} \quad \text{Equation VI-4}$$

avec F_v qui correspond à l'effort tranchant en N, E_s est le produit du module d'élasticité par le moment statique d'une partie de la section par rapport à l'axe neutre, EI_{eff} et t sont la rigidité effective et la largeur de la section respectivement.

Les expressions de E_s et de EI_{eff} sont détaillées ci-dessous :

$$E_s = \sum_i E_i A_i h_{i,x} \quad \text{Equation VI-5}$$

$$EI_{eff} = \sum_i (E_i I_i + E_i A_i d_i^2) \quad \text{Equation VI-6}$$

Dans les relations précédentes, E_i , I_i et A_i désignent le module d'élasticité, l'inertie quadratique et l'aire du matériau i (bois, béton ou renfort) respectivement. Pour la distance $h_{i,x}$, il ne faut considérer que la partie inférieure ou supérieure à l'axe neutre de la section, et $h_{i,x}$ représente l'espace entre le centre de gravité (CDG) du matériau i de la partie inférieure ou supérieure de la section et l'axe neutre. Finalement d_i est la distance entre le centre de gravité du matériau i sur toute la section cette fois-ci et l'axe neutre. Pour mieux visualiser à quoi correspondent les grandeurs $h_{i,x}$ et d_i , se référer au schéma explicatif en Figure VI-5 pour une poutre hybride composée de bois, béton et de renfort. Le calcul de E_s s'effectuant sur la partie inférieure du bois (en gris sur la figure gauche) alors que pour le calcul de EI_{eff} , toute la partie en bois est utilisée.

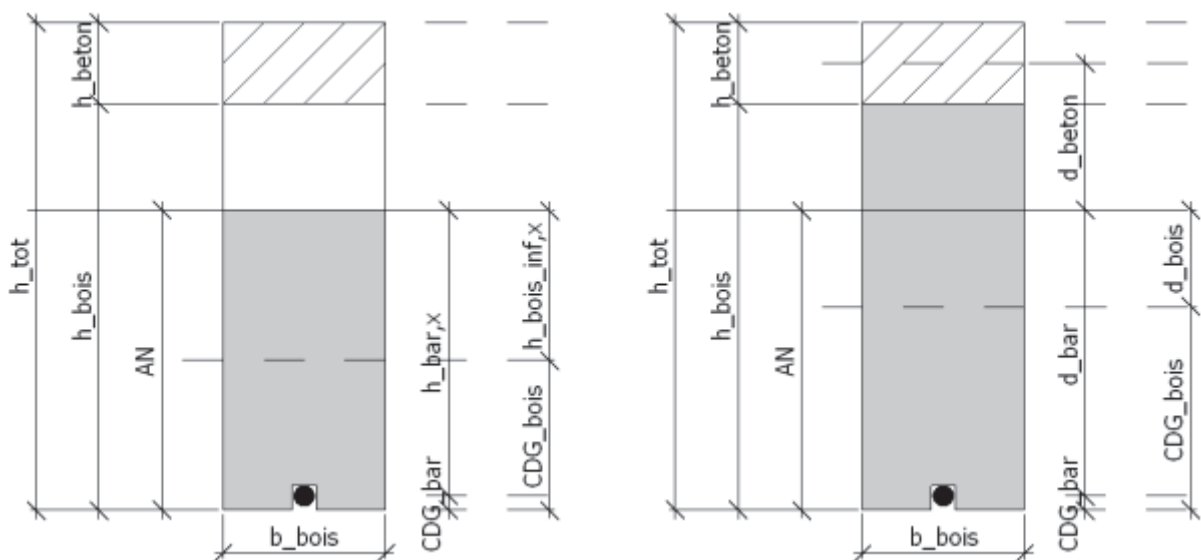


Figure VI-5 : Schéma explicatif des distances $h_{i,x}$ et d_i

VI.3.2 Béton

Le béton est connu pour ses excellentes caractéristiques en compression. Il sert donc de renfort dans la zone comprimée des structures hybrides. Lorsque la déformation du béton atteint un

stade critique pour le BO ou le BFUP, la ruine par compression du béton est considérée atteinte. La différence entre le BO et le BFUP et le comportement proche de la ruine. Effectivement, le BO possède une phase plastique qui est inexistante pour le BFUP.

En traction, l'inverse est observable. Le BFUP est modélisé avec une phase plastique qui n'existe pas pour le BO. Pour la rupture en traction, l'hypothèse que les couches adjacentes reprennent les efforts de traction a été faite, et dès lors que la déformation atteint la limite du béton (BO ou BFUP) la contrainte est considérée nulle, le béton est fissuré mais le calcul continue.

VI.3.3 Renfort

Le renfort en acier ou CFRP est situé dans la zone tendue des éléments de structure. Ainsi juste la rupture en traction est possible si la déformation atteint la limite élastique pour le CFRP ou la limite plastique pour l'acier HA.

VI.4 PROCEDURE DE CALCUL

L'analyse théorique de la structure est décrite dans cette partie. Ce modèle analytique est basé sur l'analyse des déformations de la section et l'équilibre des forces internes. Un calcul itératif permet de déterminer le comportement mécanique de la structure avec les lois moment-courbure. En effet avec le profil de déformation de la section, les contraintes sont déduites à l'aide des lois de comportement des matériaux. Puis l'équilibre de la section permet de déterminer l'axe neutre et les courbes moment-courbure.

Les données d'entrées sont dans un premier temps définies comme les caractéristiques des matériaux ainsi que leurs lois de comportement, mais également toutes les données géométriques (hauteur, largeur, portée, position des armatures). La section est subdivisée en sous-couche élémentaire. Pour initialiser le calcul, un axe neutre est choisi arbitrairement au niveau le plus bas de la structure soit $z_g=0$ mm et une déformation initiale de la partie supérieure de la structure est donnée, soit $\varepsilon_{sup,0}=10^{-5}$. A partir de ces données d'entrées, le calcul itératif commence pour déterminer la position réelle de l'axe neutre. Le profil de déformation est calculé sur toute la hauteur de la section, puis les contraintes en sont déduites et enfin l'équilibre des forces de la section est vérifié. Si l'équilibre n'est pas vérifié, l'axe neutre varie d'un pas Δz_g égale à 0,001 mm et le calcul recommence jusqu'à trouver l'axe neutre qui permet d'atteindre l'équilibre des forces. Au fur et à mesure que l'équilibre est trouvé, la déformation en partie supérieure augmente d'une variation $\Delta \varepsilon_{csup}$ égale à 10^{-5} jusqu'à atteindre la ruine d'un des matériaux. La Figure VI-6 schématise les étapes de calcul en présentant la section d'une poutre hybride bois-béton, l'analyse des déformations, le calcul des contraintes et l'équilibre des forces.

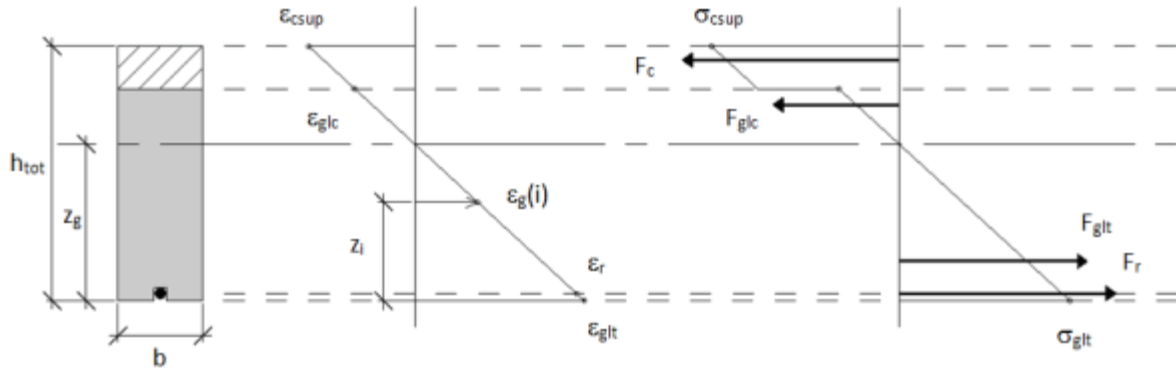


Figure VI-6 : Diagramme des déformations et des contraintes d'une poutre bois-béton

Les déformations de chaque sous-couche i sont calculées à partir de la déformation supérieure de la section, ici ε_{csup} , de l'axe neutre z_g , de la position de la sous-couche z_i et de la hauteur totale de la poutre h_{tot} par l'intermédiaire de l'équation suivante :

$$\varepsilon(i) = \frac{z_g - z_i}{h_{tot} - z_g} \times \varepsilon_{csup} \quad \text{Equation VI-7}$$

L'équilibre de la section se résume à l'Equation VI-8 dans le cas où tous les matériaux sont dans leur domaine élastique linéaire, autrement les lois de comportement servent à déterminer la contrainte puis la force est déduite en multipliant la contrainte par la surface de la sous-couche.

$$\sum F = A_r E_r \varepsilon_r + \sum_{i=1}^{h_w} A_w E_w \varepsilon_w(i) + \sum_{i=h_w}^{h_{tot}} A_c E_c \varepsilon_c(i) = 0 \quad \text{Equation VI-8}$$

Où A_r , A_w et A_c représentent l'aire du renfort, du bois et du béton respectivement, E_i et ε_i sont le module d'Young et la déformation du matériau correspondant respectivement.

Dès que les forces de compression compensent les forces de traction, les moments internes ainsi que la courbure sont déterminés

$$\sum m = m_{ext} = m_r + m_w + m_c \quad \text{Equation VI-9}$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{csup}}{h_{tot} - z_g} \quad \text{Equation VI-10}$$

avec

$$m_r = A_r E_r \varepsilon_r (z_g - z_r) \quad \text{Equation VI-11}$$

$$m_w = \sum_{i=1}^{h_w} A_w E_w \varepsilon_w(i) \left(z_g - z_i - \frac{t_w}{2} \right) \quad \text{Equation VI-12}$$

$$m_c = \sum_{i=h_w}^{h_{tot}} A_c E_c \varepsilon_c(i) \left(z_g - z_i - \frac{t_c}{2} \right) \quad \text{Equation VI-13}$$

où z_r est la position du renfort, t_w et t_c sont l'épaisseur de la sous-couche bois et béton respectivement.

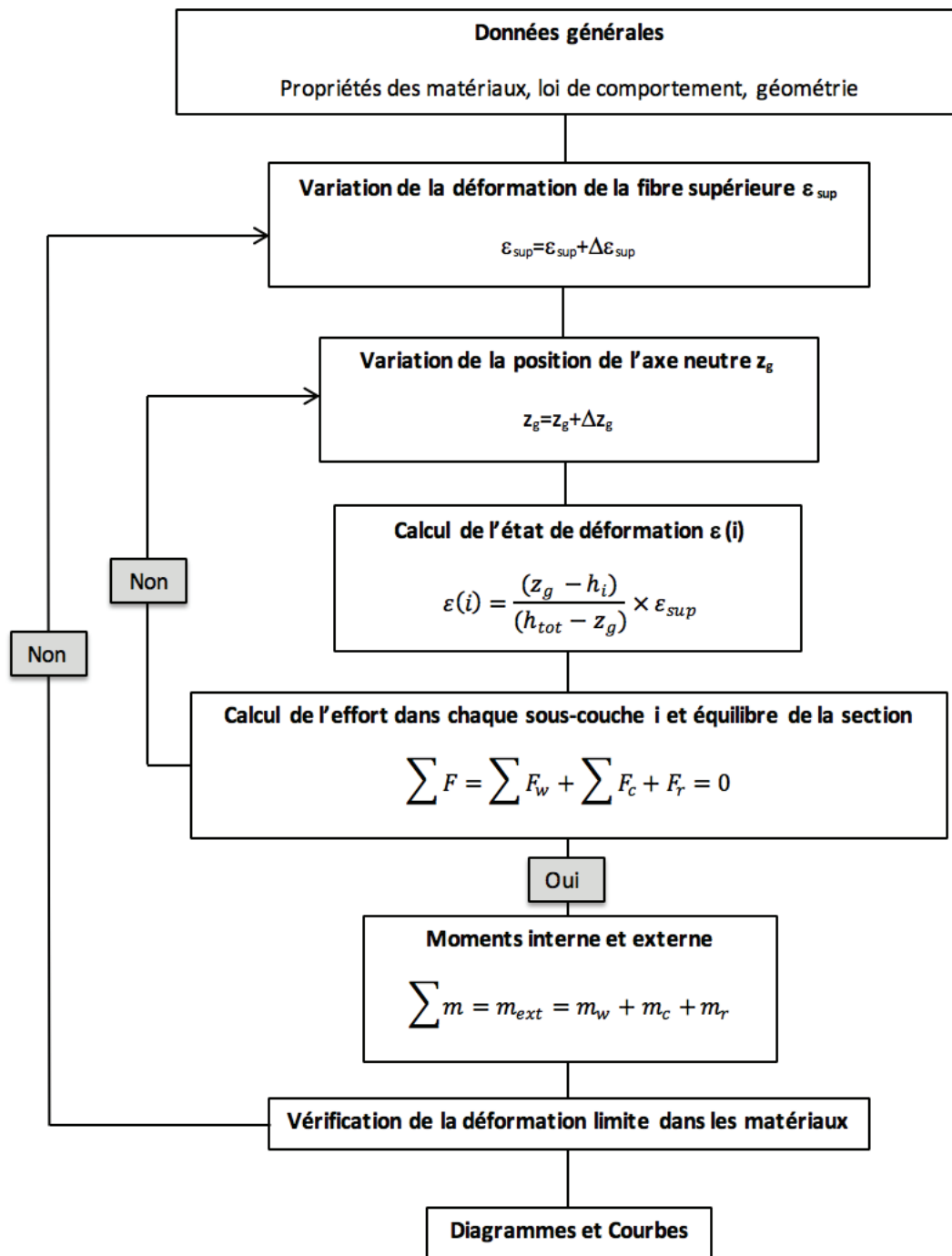


Figure VI-7 : Algorithme de calcul

A partir du moment extérieur et de la courbure, la force centrale appliquée P et la flèche w sont déduits pour la flexion 4 points :

$$P = \frac{2 \times m_{ext}}{a_t} \quad \text{Equation VI-14}$$

$$w = \frac{(3 \cdot L^2 - 4 \cdot a_t^2) \cdot \varphi}{24} \quad \text{Equation VI-15}$$

où L est la portée et a_t est la distance entre le point d'application de la force F et l'appui.

Un organigramme récapitulatif de la procédure de calcul est exposé en Figure VI-7.

VI.5 VALIDATION EXPERIMENTALE

Le modèle analytique a été utilisé pour simuler le comportement de poutres et de planchers hybrides en flexion 4 points. Parmi toutes les poutres testées expérimentalement, seules les poutres suivantes ont été modélisées, les deux poutres A de référence en bois, les poutres avec BFUP (B-HA et B-CFRP) et les poutres en béton ordinaire BO-HA et BO-CFRP. Au niveau des planchers, les deux planchers BO-HA et BFUP-HA ont été modélisés avec leurs trois poutres en bois et leur dalle de compression en béton (BO et BFUP). Le but est de tester le modèle et de le comparer à des données expérimentales afin de le valider.

L'étude se portera sur le comportement mécanique général des éléments en intégrant les moments maximums et les modes de ruine. Pour cela, les courbes moment-courbure des structures ont été tracées. Le travail sera divisé en deux parties avec une première analyse sur les poutres puis une seconde analyse sur les planchers.

VI.5.1 Analyse des poutres

Les courbes moment-courbure des poutres modélisées sont présentées en Figure VI-8 ainsi que les résultats expérimentaux qui ont été superposés.

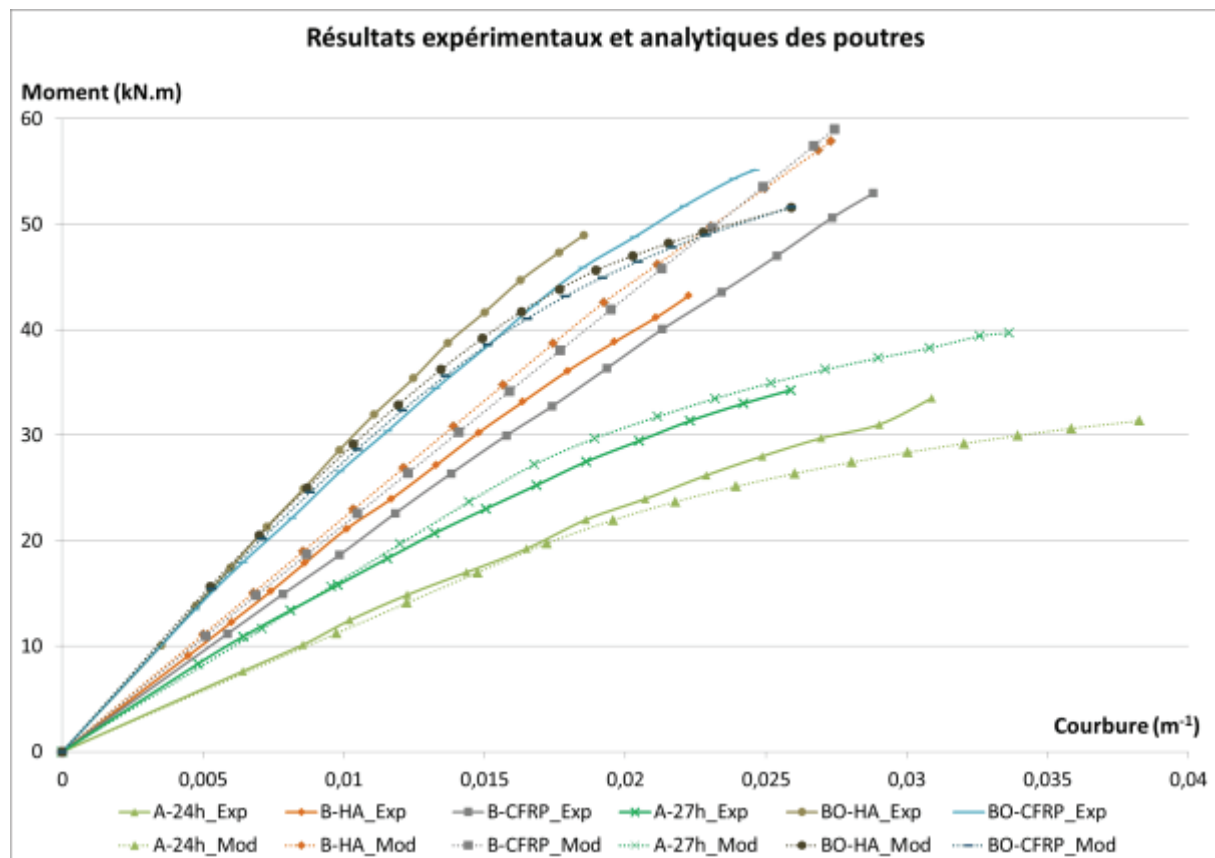


Figure VI-8 : Comparaison de la modélisation analytique et des résultats expérimentaux des poutres

Tout d'abord, intéressons-nous aux valeurs limites obtenues expérimentalement et théoriquement avec le modèle. Le Tableau VI-2 récapitule le moment et la courbure à la rupture des poutres. Au

final au niveau du moment à la rupture, les différences se situent entre 1 et 26% entre les valeurs théoriques et les valeurs mesurées lors des essais de flexion. La poutre A présente un moment ultime très proche de celui de la modélisation. Ce résultat n'est pas surprenant car la poutre A de référence qui est une poutre en bois GL24h nous a permis d'ajuster les données sur le matériau bois au niveau du module. Une fois le calage effectué, le calcul a été lancé sur les poutres hybrides bois-béton. Par contre une différence proche de 20% est obtenue sur la courbure à la ruine pour notre poutre de référence. En regardant les résultats de cette poutre A-24h sur la Figure VI-8, il est possible de s'apercevoir que le comportement mécanique est bien modélisé dans son ensemble. Il est en de même pour la poutre A-27h, avec un comportement mécanique théorique relativement proche de celui de l'essai de flexion. Au niveau des valeurs maximales, des différences de 20 et 29% sont obtenues par rapport aux résultats empiriques pour le moment et la courbure ultime respectivement.

POUTRE	Moment ultime (kN.m)		Différence	Courbure ultime (m-1)		Différence
	Exp	Théo	exp/theo (%)	Exp	Théo	exp/theo (%)
A-24h	30,9	31,4	-1	0,031	0,038	-18
B-HA	42,9	57,6	-26	0,022	0,027	-18
B-CFRP	50,1	58,8	-15	0,029	0,027	5
A-27h	31,9	39,7	-20	0,024	0,034	-29
BO-HA	42,8	51,9	-18	0,019	0,026	-28
BO-CFRP	54,3	52,0	4	0,025	0,026	-5

Tableau VI-2 : Comparatif entre valeurs maximales théoriques et expérimentales

Pour les poutres hybrides bois-béton, le comportement mécanique réel est également approché par le modèle proposé même si des différences subsistent aux valeurs limites, entre 5 et 29% suivant les poutres testées. Il est intéressant de voir que le modèle intègre bien le comportement non-linéaire des matériaux puisque le phénomène de plastification est aussi bien observable sur les courbes expérimentales que théoriques, notamment les poutres avec du béton ordinaire BO.

Entre la modélisation d'une poutre renforcée avec de l'acier et un jonc carbone, le modèle ne montre pas de grandes différences au niveau du comportement mécanique alors que lors des tests, l'utilisation d'armatures composites en carbone a permis d'augmenter la charge à la ruine sans pour autant perdre au niveau de la rigidité de la poutre.

Au final, le modèle reproduit de manière correcte la rigidité des poutres mais surestime en général les valeurs maximales.

Le Tableau VI-3 propose une analyse comparative des modes de ruine obtenus par le modèle et les essais. Il est possible de remarquer un mode de rupture privilégié qui est la flexion du bois en partie tendue. Ce mode est notamment observé lors des essais. Le modèle prédit relativement bien ce mode pour toutes les poutres, sauf les poutres BO (HA et CFRP) où selon les calculs théoriques, la

rupture intervient au niveau du béton en compression. La modélisation est basée sur des données d'entrées notamment les caractéristiques mécaniques des matériaux. Pour le béton, c'est une valeur caractéristique qui est prise en compte, comme le dicte les Eurocodes. Cependant, la résistance moyenne de nos éprouvettes de béton est supérieure à cette valeur caractéristique de 40 MPa (cf. Tableau VI-4). Le modèle s'arrête alors prématurément pour ces poutres en béton ordinaire. La prise en compte des caractéristiques moyennes par le modèle conduirait probablement à une rupture par flexion du bois tendue comme l'expérience nous l'a montrée.

POUTRE	Mode de ruine	
	Expérimental	Théorique
A-24h	Flexion bois tendu	Flexion bois tendu
B-HA	Flexion bois tendu	Flexion bois tendu
B-CFRP	Flexion bois tendu	Flexion bois tendu
A-27h	Flexion bois tendu	Flexion bois tendu
BO-HA	Flexion bois tendu	Compression béton
BO-CFRP	Flexion bois tendu	Compression béton

Tableau VI-3 : Comparatif entre les modes de rupture théoriques et expérimentales

Résistance à la compression (MPa)	Béton ordinaire C40/50
Valeur caractéristique	40
Valeur moyenne	64 ± 1

Tableau VI-4 : Résistance à la compression à 28j du béton commandé et utilisé pour les planchers.

VI.5.2 Analyse des planchers bois-béton

Le modèle proposé reproduit de manière acceptable le comportement mécanique des poutres. Il est donc maintenant testé et comparé avec les essais réalisés sur plancher. Les résultats sont présentés dans le Tableau VI-5 et la Figure VI-9.

D'après les valeurs obtenues, le modèle surestime le moment ultime ainsi que la flèche à la rupture. Par rapport aux résultats théoriques, les écarts pour le moment ultime est de 27 à 42% pour les panneaux BO-HA et BFUP-Ha respectivement. Au niveau de la flèche à mi-portée, la différence entre théorie et pratique est moins marquée avec des écarts compris entre 12 et 28%. Encore une fois, comme pour les poutres, c'est le comportement proche de la ruine qui est moins bien approximé par le calcul analytique. Cependant, les rigidités des panneaux théorique et expérimentale sont proches l'une de l'autre. En effet les pentes des courbes expérimentales et théoriques de la Figure VI-9 sont relativement proches. L'écart entre la rigidité expérimentale et théorique des planchers BO-HA et BFUP-HA est de 10 et 14% respectivement. Le mode de ruine expérimental concorde avec la rupture théorique, le bois atteint sa limite en traction lors de la flexion des planchers.

Finalement, le modèle permet d'approximer le comportement mécanique des panneaux hybrides mais surestime les valeurs maximales à la rupture. Néanmoins, en cas de dimensionnement, des

coefficients de sécurité permettront de limiter les risques en diminuant la résistance des matériaux et d'après la Figure VI-9, pour des valeurs du moment inférieures à 120 kN.m, le modèle analytique donne des résultats très proches de ceux des essais expérimentaux.

PLANCHER	BO-HA			BFUP-HA		
	Exp	Theo	Ecart (%)	Exp	Theo	Ecart (%)
Moment max (kN.m)	185,2	254,0	-27	147,2	254,5	-42
Flèche max (mm)	94,5	107,8	-12	77,6	107,8	-28
Rigidité ($\times 10^{12}$ MPa.mm ⁴)	13,2	14,7	-10	12,6	14,7	-14
Mode de rupture	Flex. Bois (nœud)	Flex. Bois tendu	-	Flex. Bois (about) & Décol	Flex. Bois tendu	-

Tableau VI-5 : Comparatif entre modèle théorique et données expérimentales des panneaux composites

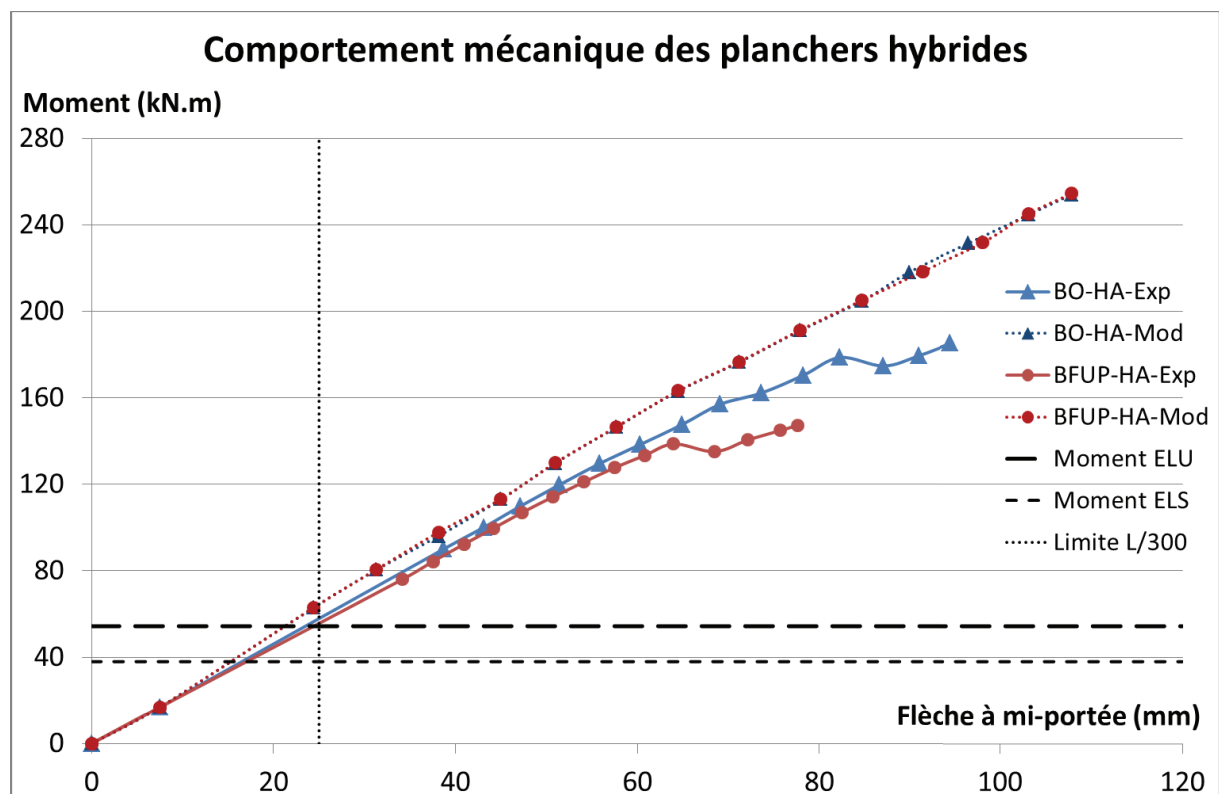


Figure VI-9 : Résultats théoriques et expérimentales des planchers bois-béton

Pour terminer cette partie sur la modélisation du comportement mécanique à court terme de planchers mixtes bois-béton, un comparatif avec les valeurs admissibles à l'ELU et l'ELS selon les Eurocodes est proposé en Tableau VI-6.

PLANCHER	BO-HA	BFUP-HA
Moment maximal theor (kN.m)	254,0	254,5
Moment à l'ELU (kN.m)	54,4	
Gain / ELU (%)	367	368
Flèche theo à l'ELS (mm)	14,9	14,9
Limite _{ELS} L/300 (mm)	25	
Rapport Flèche/Limite _{ELS} (%)	60	60

Tableau VI-6 : Confrontation des résultats théoriques de modélisation par rapport aux règlements Eurocodes

De manière analogue aux résultats expérimentaux, la comparaison de la modélisation par rapport aux Eurocodes montre une marge de sécurité très importante par rapport à l'état limite ultime avec plus de 360% de gain. Au niveau de l'état limite de service, la flèche des panneaux n'est que de 60% de la limite réglementaire laissant une marge de 40%. Ces résultats sont concordants avec ce qui avait été observé au niveau des résultats empiriques ce qui n'est pas surprenant étant donné la bonne concordance entre le modèle et les essais.

VI.6 ETUDE PARAMETRIQUE

Afin de tester la robustesse du modèle, il est proposé de faire une analyse paramétrique dans le but de voir l'influence de certains paramètres sur le comportement mécanique théorique. Les paramètres qui gouvernent la modélisation sont les propriétés des matériaux. C'est pourquoi l'étude se concentrera sur la comparaison des performances mécaniques à travers l'évolution du module d'élasticité du bois et de la classe de résistance du béton. Ces paramètres ont été choisis car le bois et le béton représentent l'essentiel de la matière des structures analysées mais également car ces matériaux ont des propriétés qui peuvent varier plus aisément que les matériaux type acier ou CFRP. De même lorsque la procédure de fabrication des BFUP est respectée, il y a peu de variations de ces caractéristiques. Par conséquent l'étude sera menée sur le plancher BO-HA.

VI.6.1 Influence de la classe du bois

Le premier paramètre qui est étudié est le module du bois. Selon l'Eurocode 5 pour un bois lamellé collé de classe GL24h, le module E du bois est de 11500 MPa. Lors des tests de caractérisation du bois en traction, la valeur du module était plus élevée, 17790 MPa environ. Lors des essais de flexion 4 points sur la poutre référence en bois, le module était proche de 12500 MPa. Ce matériau naturel et hétérogène présente effectivement des caractéristiques qui peuvent varier d'une espèce à une autre mais également au sein de la même espèce. Il est difficile de garantir des propriétés, d'où une analyse de son influence sur les résultats du modèle. Il a été décidé de faire varier le module du bois entre 8 et 16 GPa par pas de 4 GPa, soit trois modélisations. D'après la littérature [Fiorelli and Dias, 2003; Ed and Hasselqvist, 2011; Guo et al., 2016], cette gamme de module d'élasticité permet de couvrir la plupart des cas rencontrés.

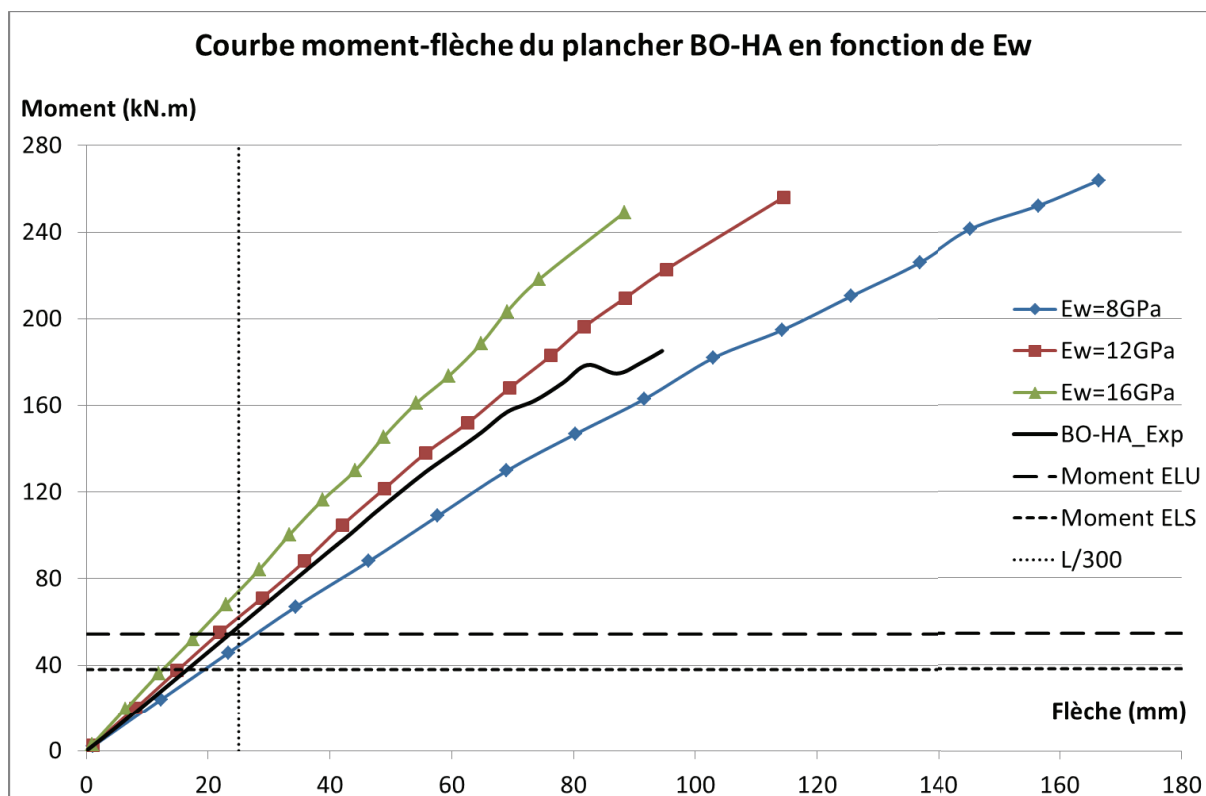


Figure VI-10 : Evolution du comportement mécanique du panneau BO-HA en fonction du module d'Young du bois

La Figure VI-10 présente les résultats de la courbe moment-flèche suivant l'évolution du module d'élasticité du bois. Le comportement mécanique modélisé est similaire au comportement mécanique expérimental surtout pour la modélisation avec un module du bois à 12 GPa. Les caractéristiques du bois influencent deux paramètres importants, la rigidité de la structure et la flèche à rupture. Par contre, il y a peu d'effet sur le moment maximal. Le Tableau VI-7 récapitule les valeurs à la ruine obtenues lors de la modélisation et des essais statiques ainsi que la rigidité.

PANNEAU	Module du bois (GPa)	Moment max (kN.m)	Flèche max (mm)	Rigidité ($\times 10^{12}$ MPa.mm ⁴)	Flèche à l'ELS (mm)
BO-HA_Mod	8	263,8	166,5	10,9	19,4
	12	256,0	114,5	14,3	15,1
	16	249,0	88,3	17,3	12,5
BO-HA_Exp	12,5	185,2	94,5	13,2	16,5

Tableau VI-7 : Comparatif entre les différentes modélisations et les résultats empiriques du plancher BO-HA

En effet, le moment à rupture varie entre 249 et 263 kN.m soit environ une variation comprise entre 34 et 42% par rapport au moment maximal expérimental. Au niveau de la rigidité les variations sont plus marquées avec des valeurs comprises entre 10,9 et 17,3 $\times 10^{12}$ MPa.mm⁴, ce qui correspond à un pourcentage de variation de -18 à 31% par rapport à la rigidité expérimentale de 13,2 $\times 10^{12}$ MPa.mm⁴.

Lorsque les comparaisons se font par pour des charges type Eurocode, les différences de comportements sont moins marquées, le rapport de la flèche à l'état limite de service et la limite de flèche $L/300$ est compris entre 0,50 et 0,78 ce qui laisse encore une fois une marge de sécurité.

Au final, les propriétés du bois influencent certains paramètres importants du comportement mécanique des planchers tandis que d'autres paramètres sont moins influencés. Néanmoins, la rigidité de la structure est modifiée suivant le module du bois, plus le module est élevé et plus la rigidité de la structure est améliorée. Cela a un impact sur la flèche des planchers qui subissent moins de déplacements lorsque la rigidité augmente. Cela paraît logique que les caractéristiques du bois influencent le comportement mécanique des structures composites puisque le bois est le matériau central du concept hybride bois-béton.

VI.6.2 Influence de la résistance du béton ordinaire

Le deuxième volet de cette analyse paramétrique se porte sur l'évolution de la classe de résistance du béton entre un béton très basique C20/25 jusqu'à un béton C70/85 plus résistant en passant par une gamme intermédiaire C40/50. La résistance caractéristique du béton est donc de 20, 40 ou 70 MPa. Les différentes propriétés du béton (résistances caractéristiques, module d'élasticité, déformations limites...) sont paramétrées suivant l'Eurocode 2. Le comportement instantané des panneaux est représenté en Figure VI-11.

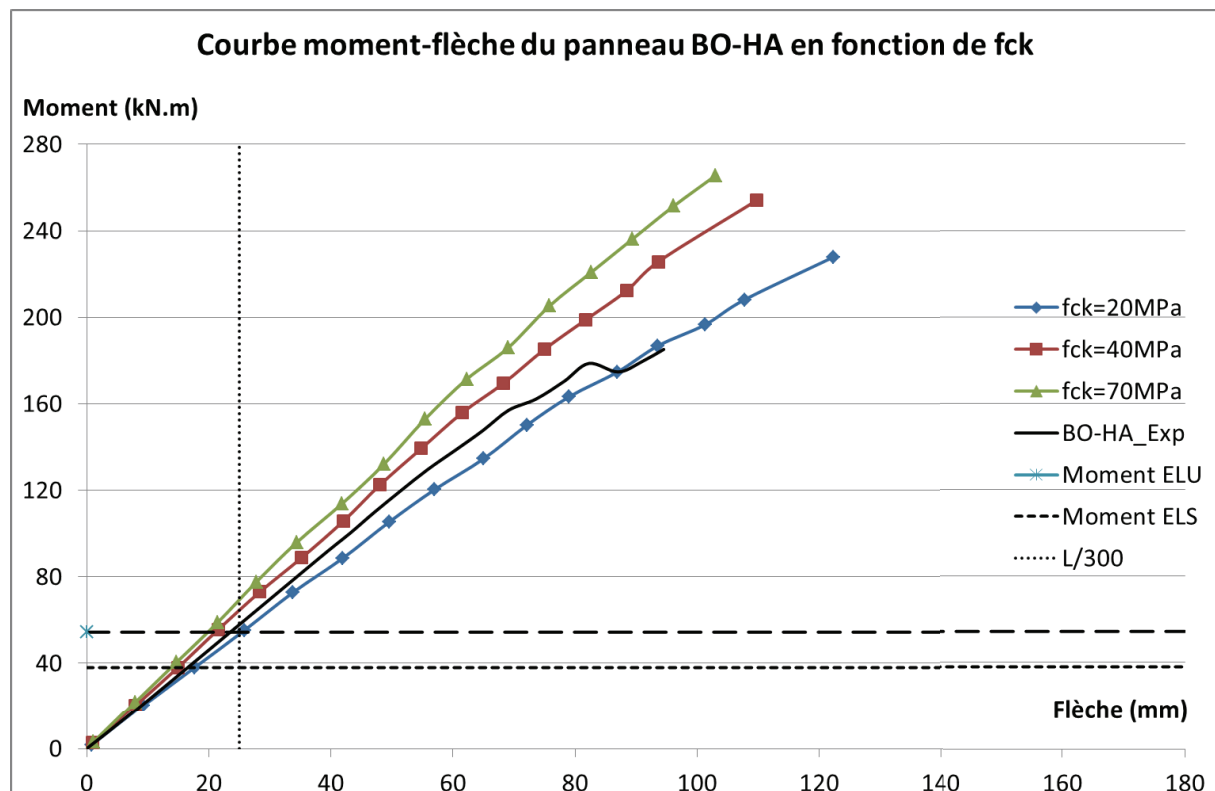


Figure VI-11 : Influence des caractéristiques du béton sur le comportement instantané du plancher BO-HA

Le béton utilisé pour la réalisation du prototype BO-HA est un C40/50. Les résultats du modèle montrent que la résistance du béton influence la rigidité de la structure ainsi que les valeurs à la ruine. Ces différentes valeurs sont regroupées dans le Tableau VI-8. D'un point de vue comportement mécanique général, les modélisations sont conformes avec les essais de flexion 4 points. Effectivement le comportement est linéaire jusqu'à la rupture fragile. La modélisation surestime le moment maximal de 23, 37 et 43% pour des modélisations de bétons C20/25, C40/50 et C70/85 respectivement. Ceci dit, la rupture du prototype s'est produite à partir d'un défaut du bois, un nœud, qui n'est pas pris en compte par le modèle. La rigidité flexionnelle quant à elle varie entre -7 et 20% par rapport à la rigidité expérimentale, ce qui est moins important comparé à l'influence du bois. En effet, la classe de résistance du béton a un impact sur le comportement mécanique du plancher mais cet effet est moins important dans le cas du béton que dans le cas du bois.

PANNEAU	Fck (MPa)	Moment max (kN.m)	Flèche max (mm)	Rigidité ($\times 10^{12}$ MPa.mm ⁴)	Fleche (mm)
BO-HA_Mod	20	227,768	122,287	12,3	17,7
	40	254,043	109,740	14,7	14,9
	70	265,422	102,970	15,9	13,8
BO-HA_Exp	40	185,164	94,531	13,2	16,5

Tableau VI-8 : Influence de la classe du béton sur les caractéristiques mécaniques du panneau BO-HA

VI.7 CONCLUSION SUR LA MODELISATION

Le modèle proposé basé sur l'analyse du champ de déformation de la section permet d'établir le profil de déformation en se basant sur les hypothèses de Navier. En intégrant les lois de comportement des matériaux, le champ de contrainte est déterminé ce qui permet de vérifier l'équilibre des forces internes de la section. Dès que l'équilibre est atteint, la réponse moment-courbure est déterminée et comparée aux données expérimentales.

L'étude des poutres montre que le comportement mécanique prédit par le modèle est fidèle au comportement réel en termes de rigidité. Le modèle a tendance à surestimer le comportement dès que les poutres sont proches de leur rupture avec notamment des différences qui peuvent atteindre 29% dans certains cas. A noter tout de même que le mode de ruine des structures hybrides bois-béton est généralement par flexion du bois en partie tendue et que la rupture intervient quasiment systématiquement proche d'une singularité (nœud ou about). Cela n'est pas pris en compte dans le modèle analytique ce qui peut expliquer en partie certains écarts entre théorie et pratique. De plus, le matériau bois étant un matériau naturel, il est difficile d'obtenir à chaque échantillon des résistances similaires. Cette incertitude de caractéristiques peut fortement jouer sur les valeurs à la rupture du modèle.

Au niveau de la modélisation des panneaux composite, encore une fois la rigidité théorique et expérimentale sont très proches. Mais comme pour l'étude sur les poutres, les valeurs à la rupture

sont surestimées par la modélisation pour les mêmes raisons énoncées précédemment. Les écarts sont acceptables pour la rigidité (10%) et la flèche à la rupture (12%) pour le plancher BO-HA. Contrairement au panneau BFUP-HA qui s'est rompu prématurément dû à une combinaison de mode de ruine, décollement de la dalle en béton ordinaire par rapport au béton BFUP et flexion du bois en fibre tendue. Par conséquent le modèle qui considère une adhésion parfaite entre les différents matériaux montre des écarts plus importants pour ce plancher.

VII CONCLUSION SUR LE COMPORTEMENT INSTANTANE DES STRUCTURES MIXTES BOIS-BETON

Au cours de ce deuxième chapitre pour caractériser le comportement à court terme des structures composites, plusieurs points ont été abordés. Premièrement une étude des caractéristiques des matériaux a eu lieu afin de valider les données théoriques fournis par les règlements ou les fournisseurs. Cela nous a permis d'avoir des valeurs le plus proche possible de la réalité, qui ont été par la suite utilisé dans les modèles. Comme souvent, les propriétés des matériaux sont au-dessus des valeurs théoriques puisque des coefficients de sécurité sont pris en compte notamment par les normes.

Après cette analyse axée sur les matériaux, une étude du comportement local du système hybride bois-béton a été effectuée. Le but était de caractériser la connexion bois-béton par l'intermédiaire de tests de l'interface collée. Une série d'essais push-out ont été lancée pour avoir une étude comparative sur plusieurs paramètres qui sont l'état de surface, la hauteur libre, le type de béton mais aussi le type de sable utilisé. Cette analyse locale a permis d'identifier deux traitements de surfaces efficaces pour reprendre et transmettre les efforts : le collage direct avec la résine Eponal 371 et un nouveau traitement de surface du bois, le « sablage ». L'intérêt d'avoir deux traitements de surface est le fait de proposer deux modes de construction différents, une méthode par voie sèche, le collage, et une méthode par voie humide, le sablage. De plus, ces deux modes constructifs ont une résistance au cisaillement similaire.

A partir des choix établis par l'étude locale des structures mixtes bois-béton, une caractérisation du comportement mécanique globale a été effectuée en deux temps par l'intermédiaire de tests de flexion 4 points. Dans un premier temps, l'étude s'est concentrée sur l'analyse de poutres hybrides, puis dans un second temps, sur des planchers composites. L'analyse du comportement des poutres bois-béton a permis d'étudier les concepts constructifs établis précédemment (voie sèche et voie humide) sur une échelle proche de la réalité. La conclusion de ces essais est que le collage, bien qu'efficace pour transmettre les charges, demande une qualité d'exécution irréprochable. Si certaines conditions ne sont pas respectées comme les températures, l'humidité des matériaux ou

les conditions de mise en pression après la réalisation du collage, alors des défauts apparaissent et la colle ne joue plus le rôle structural demandé. Ces conditions d'exécution font parties des contraintes du collage et imposent aux entreprises une maîtrise particulière qu'il faut acquérir. Par contre le nouveau traitement avec sablage du bois, bien que basé sur le collage, n'apporte pas autant de contraintes lors de la réalisation puisque le processus de fabrication reste simple. De plus les performances mécaniques des poutres mixtes comparées à celle d'une poutre en bois sont supérieures tant au niveau de la capacité portante que de la rigidité. En effet, des gains supérieurs à 70% et 85% ont été observés au niveau de la force à la rupture et de la rigidité respectivement. Ainsi le collage a été écarté pour l'étude des planchers pour se concentrer exclusivement sur la connexion par voie humide. Des tests de flexion 4 points sur les planchers bois-béton ont montrés que le comportement mécanique est pratiquement linéaire jusqu'à la rupture fragile. La ruine intervient principalement par flexion dans les fibres tendues du bois et souvent proche d'une singularité locale tel qu'un nœud ou un aboutage. Un comparatif avec les règlements Eurocodes permet de montrer que la rupture intervient pour des charges bien supérieures à l'état limite ultime (ELU). De plus, par rapport à l'ELS, la flèche pour des charges type bureau est inférieure à la limite de flèche imposée. Au final, les planchers bois-béton proposent un gain de capacité portante compris entre 170 et 240% par rapport à l'ELU tout en ayant une marge de sécurité de plus de 30% par rapport à l'ELS. Les bonnes performances des panneaux hybrides permettent de valider le concept structural.

En parallèle des études expérimentales sur poutre et plancher, un modèle analytique basé sur la compatibilité des déformations a été développé. Cette modélisation permet d'intégrer les comportements mécaniques des matériaux et leurs non-linéarités afin de prédire le comportement mécanique des structures hybrides à court terme. Pour les cas étudiés, le comportement mécanique modélisé est fidèle au comportement mécanique réel. Des différences de l'ordre de 30% au maximum peuvent être observées entre les résultats théoriques et empiriques.

Le comportement mécanique instantané des structures composites a été étudié sur plusieurs niveaux, une étude locale de l'interface pour établir la meilleure connexion et une étude globale sur poutres et planchers pour valider le système de connexion et le concept structural. En conclusion, le comportement à court terme est validé. Qu'en est-il du comportement à long terme ? Les effets différés ont-ils un impact sur les performances et le comportement des structures hybrides ? Ces questions sont abordées dans le chapitre suivant.

CHAP 3 : EFFET A LONG TERME – CHARGEMENT CYCLIQUE & FLUAGE

VIII PREFACE

La caractérisation du comportement mécanique des structures se divisent en deux sous-études : le comportement instantané et le comportement différé. Le comportement mécanique à court terme a été étudié et validé dans le chapitre précédent. Certains phénomènes différés seront traités dans ce dernier chapitre avec notamment la prise en compte du fluage et l'étude de chargements cycliques. Ce chapitre traite essentiellement les essais de chargement cyclique en y intégrant les phénomènes de fluage.

IX HISTORIQUE & REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

Le dimensionnement des structures à travers l'application d'une sollicitation, ponctuelle dans le temps, n'est pas suffisant pour certaines structures qui sont soumises au cours de leur durée de vie à des actions répétées dans le temps. C'est le cas notamment pour des éléments de l'industrie automobile ou encore les structures routières avec le trafic des véhicules. L'action répétée d'une force engendre au cours du temps des dommages aux matériaux qui petit à petit se dégradent conduisant à des chutes des caractéristiques mécaniques au cours des cycles. Ces dommages sont essentiellement des microfissures qui se propagent à chaque nouvelle application de la force. Ce phénomène est appelé la fatigue. Plusieurs paramètres influent sur la résistance à la fatigue des matériaux, notamment le type, l'intensité de la charge appliquée et sa fréquence d'application, le ratio « R » de la contrainte minimale sur la contrainte maximale ou encore le nombre de cycle.

Dans ce chapitre, nous parlerons d'essais cycliques qui sont utilisés pour étudier le phénomène de fatigue des matériaux et des structures. Nous concentrerons l'étude à un nombre de cycle précis, soit un million de cycles, et à des charges classiques dans le domaine des structures selon les Eurocodes. L'étude sera donc limitée à un domaine précis, alors que dans la littérature, l'étude de la fatigue doit être réalisée sur plusieurs domaines de contraintes pour déterminer le nombre de cycle à la rupture et ainsi avoir les courbes de Wöhler, présentées par la suite. Pour éviter toutes confusions par la suite, nous utiliserons le terme « fatigue » pour désigner l'étude des chargements cycliques.

IX.1 HISTORIQUE SUR LA FATIGUE DES MATERIAUX

Le phénomène de fatigue apparaît sous l'effet de cycle, c'est-à-dire lorsqu'un élément (poutre, plancher ou voile en génie civil) est sollicité de manière répétée. Couramment, certaines pièces sont

soumises à un chargement cyclique qui affecte leurs caractéristiques au fil des cycles. Par exemple, les passages routiers tels que les ponts sont soumis au trafic routier qui est modélisé par un chargement cyclique.

Les recherches sur la fatigue ont été étroitement liées aux besoins industriels. Les développements technologiques de l'époque ferroviaire ont posé de nouveaux problèmes. Divers accidents sur les chemins de fer ont provoqués les premières études sur la fatigue par Wöhler entre 1852 et 1869 [François, 2004]. Il a réalisé des essais pour trouver le nombre cycle à la rupture sous diverses amplitudes de contraintes. Il en conclut que plus l'amplitude des contraintes est élevée et moins le nombre de cycle à la rupture est important. Il trace par la suite les courbes de Wöhler qui représentent l'amplitude de contrainte en fonction du nombre de cycle à la rupture.

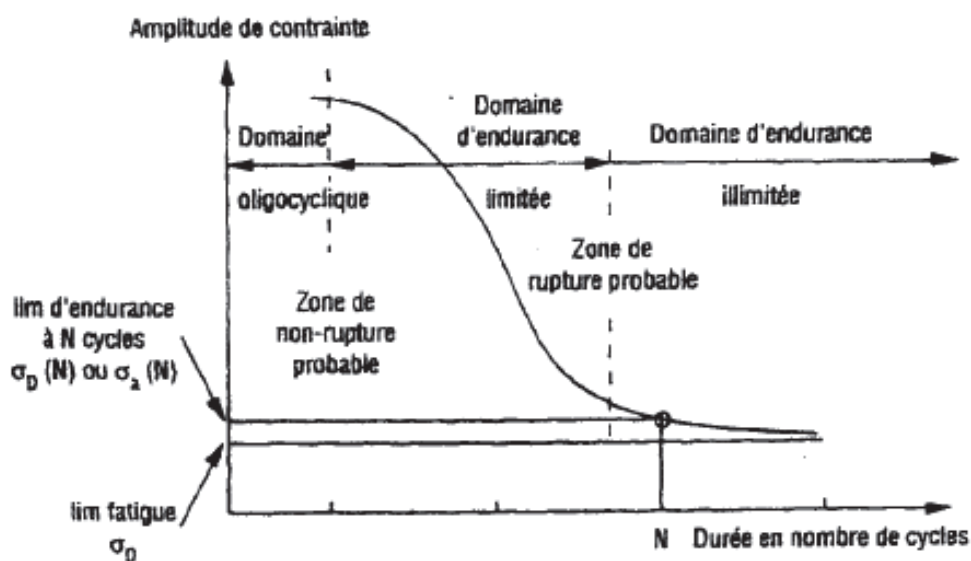


Figure IX-1 : Courbe de Wöhler ou courbe S-N pour l'acier [d'après Hamelin et Ferrier, 2001 dans Wu, 2004]

La courbe S-N est divisée en trois domaines :

- le domaine oligocyclique qui correspond aux contraintes les plus élevées supérieures à la limite élastique du matériau. La rupture interviendra donc rapidement car le matériau est sollicité dans sa zone plastique ;
- le domaine d'endurance limitée où le nombre de cycles à la rupture augmente avec la diminution de l'amplitude de contrainte, c'est zone de fatigue intermédiaire entre le domaine oligocyclique et le domaine d'endurance illimitée ;
- le domaine d'endurance illimitée où théoriquement pour des faibles variations de contraintes, la rupture ne se produit jamais car le matériau reste dans le domaine élastique.

L'approche globale est de trouver la durée vie des éléments en fonction de divers paramètres tels que la contrainte moyenne, le nombre d'entaille sur les pièces ou la fréquence d'application. Après la 2nd guerre mondiale, une série d'accidents est constatée sur des vols commerciaux. Après plusieurs études sur les épaves des avions, les accidents ont été causés par la propagation de fissures de

fatigue dans le fuselage à partir des hublots. La fatigue provenait d'une sollicitation cyclique entre la cabine pressurisée et l'environnement extérieur. Dans le domaine nucléaire également il y a eu des recherches sur les sollicitations cycliques et la fatigue. En effet, les réacteurs sont refroidis par de l'eau pressurisée de manière répétée. Les canalisations sont donc sollicitées thermiquement de manière cyclique. Au vue de la dangerosité de ce secteur, il était impératif d'avoir des informations sur la rupture de ces canalisations. Enfin le secteur automobile pousse les études sur les processus d'amorçage et les limites d'endurance pour limiter les fissures dans les organes sensibles.

La rupture des matériaux est à mettre en relation avec son endommagement. Pour modéliser cet endommagement plusieurs lois ont été développées (Fraction de vie, section effective, déformation plastique cumulée ou énergie de déformation) selon [Karaoui, 2001]. Chaque loi s'utilise selon le contexte d'étude. La règle de Palmgreen-Miner qui définit la fraction de vie du matériau suivant la relation suivante, est l'une des plus simples à utiliser :

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Equation IX-1}$$

avec D qui correspond à l'endommagement du matériau, n_i et N_i sont le nombre de cycle et le nombre de cycle à rupture sous la contrainte σ_i respectivement.

IX.2 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans cette étude bibliographique, l'objectif est d'identifier pour chaque matériau, les paramètres les plus importants à prendre en compte pour les phénomènes cycliques mais également les grandes conclusions qui ressortent des différentes études et recherches.

IX.2.1 Bois

L'étude en fatigue du matériau bois a été réalisée par de nombreux auteurs et pour toutes sortes de sollicitation, comme la compression ou la traction mais également des sollicitations plus complexes telles que la flexion, la torsion ou une combinaison de sollicitations [Tsai and Ansell, 1990; Bonfield and Ansell, 1991; Kirsch, 1998; Gong and Smith, 2000; Nielsen, 2000; Clorius, 2002; Sasaki and Yamasaki, 2002; Sasaki et al., 2007; Gasparik and Gaff, 2015]. Dans notre étude, le bois sera soumis à des sollicitations simples de compression et traction à travers la flexion essentiellement. Nous nous attarderons donc sur ce type de sollicitations principalement.

[Tsai and Ansell, 1990] étudient le comportement en fatigue de plusieurs espèces de bois sollicitées en flexion. De plus, plusieurs ratios de contraintes sont testés, le rapport contrainte minimum sur contrainte maximum, noté R, prend les valeurs suivantes : -1 / -0,5 / 0,1 / 0,3 / 0,5. La flexion du bois est donc alternée dans les cas où R est négatif. Les sollicitations appliquées varient entre 40 et 120% de la résistance statique des éprouvettes. Les résultats de leur étude montrent que l'espèce de bois et la résistance à la fatigue sont indépendantes si les résultats sont ramenés à la résistance statique.

L'effet de l'humidité est doublement négatif, plus l'humidité est élevée et moins le bois est résistant, mais en plus elle accélère les dégâts dus à la fatigue. Le fait de solliciter le matériau de manière alternée est plus néfaste également, comparé à une sollicitation avec une contrainte toujours positive ou négative.

[Bonfield and Ansell, 1991] se concentrent sur des sollicitations de compression, traction et de cisaillement du bois. Plusieurs ratios R sont expérimentés, avec que de la traction $R=0,1$ ou que de la compression $R=10$. Enfin ils effectuent également des alternances entre traction et compression avec des ratios R de -1, -2 et -10. Une fois de plus, les auteurs remarquent que les sollicitations alternées sont plus sévères au niveau de la résistance à la fatigue. Ils trouvent également que la résistance à la traction en essai statique est supérieure à celle en compression, cela se retrouve également lors des essais en fatigue avec une meilleure durée de vie lors de la fatigue en traction qu'en compression.

[Kirsch, 1998] travaille sur la combinaison fatigue-fluage du bois. Il teste des éprouvettes de bois dans des conditions d'humidité très sévères (95% HR) pour accélérer les processus. Il réalise trois types d'essais différents, un essai de fluage, un essai de fatigue et un essai de fatigue-fluage. La Figure IX-2 explique le principe de chargement pour les essais de fatigue. Le chargement est appliqué à t_0 et est maintenu pendant un laps de temps très court de 5 secondes avant le déchargement des éprouvettes à t_1 . Pour l'étude du couplage fatigue-fluage, le principe est exactement le même sauf que l'intervalle de temps entre t_0 et t_1 n'est plus de 5 secondes mais de 72 heures. Ainsi un cycle dure 144h au lieu de 10s. L'essai fatigue-fluage consiste donc en réalité à effectuer un essai de fatigue avec une fréquence très faible qui est de l'ordre de 2.10^{-6} Hz alors que l'essai de fatigue est réalisé à une fréquence de 0,1 Hz. Ainsi la charge est appliquée durant une période longue qui provoque le fluage de l'éprouvette.

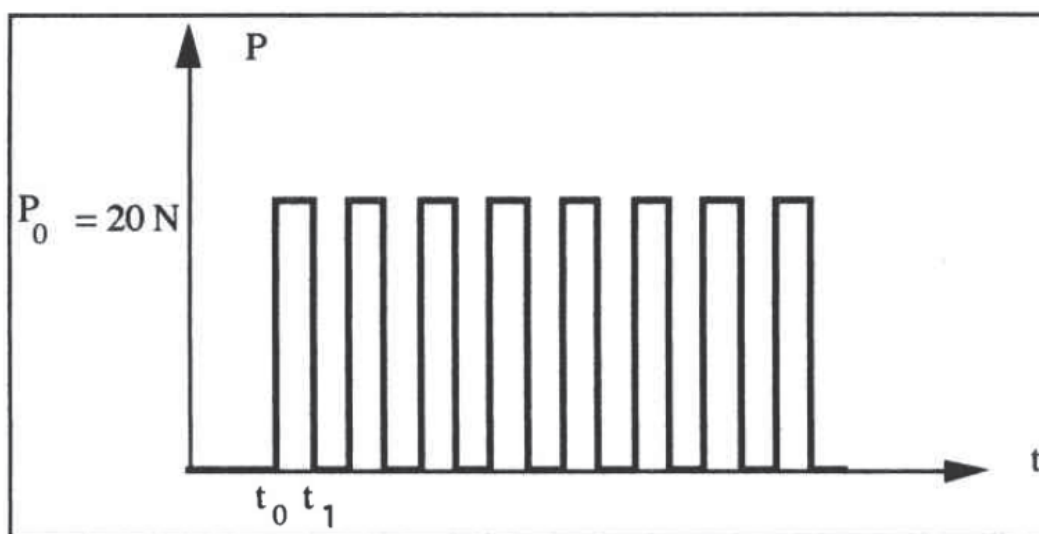


Figure IX-2 : Principe de chargement d'un essai de fatigue [Kirsch, 1998]

Il décompose ainsi les phénomènes et étudie pour le dernier cas leurs effets combinés. Les éprouvettes sont sollicitées en flexion 4 points pour tous les types d'essais avec une charge centrale de 40N. Les éprouvettes ont les dimensions suivantes en longueur x largeur x hauteur en mm : 380x20x3. Le dispositif d'essai est représenté en Figure IX-3.

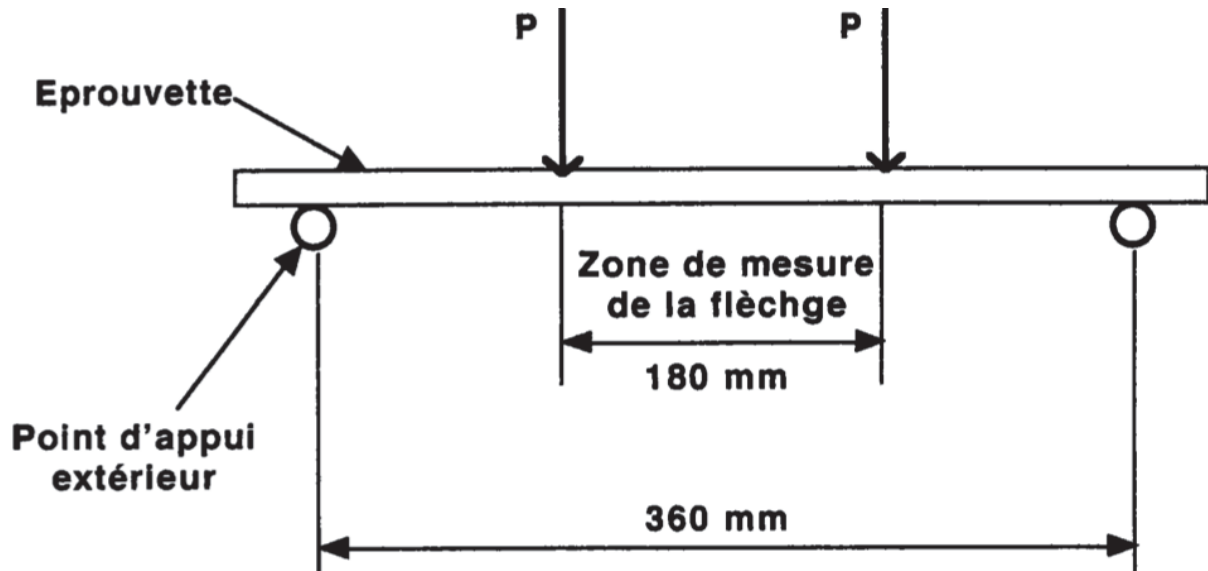


Figure IX-3 : Montage d'essai en flexion 4 points [Kirsch, 1998]

Les résultats montrent que la fatigue n'a pas d'influence sur la flèche lors de l'essai, cependant juste une trentaine de cycles ont été réalisés (cf. Figure IX-4).

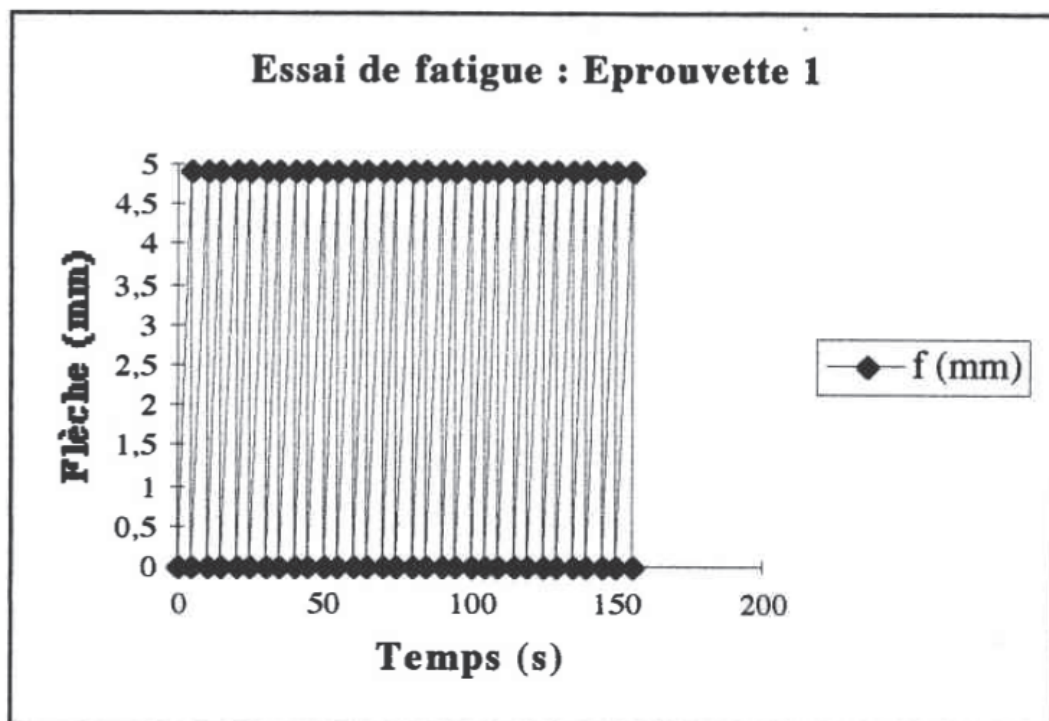


Figure IX-4 : Résultats des essais de fatigue sur l'éprouvette 1 [Kirsch, 1998]

Ce choix paraît très faible pour un essai de fatigue. Selon l'auteur, lors des essais de fatigue-fluage présentés en Figure IX-5, environ 20 cycles avaient été effectués pour atteindre la rupture tandis que lors des essais de fatigue, la flèche n'a pas évolué durant les 30 cycles. Il a donc décidé de ne pas

continuer plus loin les essais de fatigue. Il est possible de remarquer que l'évolution de la flèche au cours du temps lors de l'essai de fatigue-fluage a une forme caractéristique de l'évolution de la flèche sous chargement de fluage.

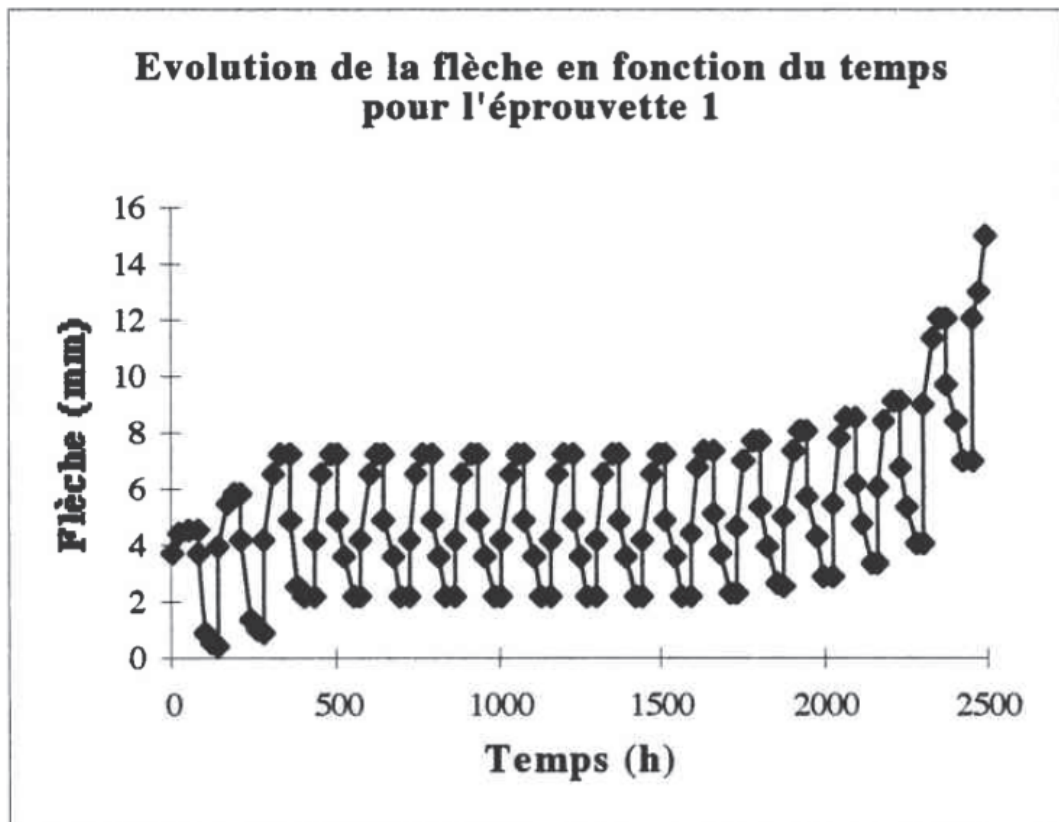


Figure IX-5 : Evolution de la flèche au cours du temps d'un essai fatigue-fluage [Kirsch, 1998]

Au final, il ressort des précédentes études que les sollicitations alternées sont les plus néfastes pour le bois. L'humidité, comme souvent avec le matériau bois, joue un rôle important et néfaste pour la tenue à la fatigue. Il convient donc de tenir compte de ces paramètres lors des essais ou du dimensionnement des structures afin d'éviter tout risque lors de la réalisation des ouvrages.

IX.2.2 Béton

Le béton soumis à des sollicitations cycliques subit des dommages au fur et à mesure des cycles qui se traduisent par l'apparition de microfissures. Au fil des sollicitations, les microfissures grandissent pour former des macrofissures. Au final le béton se dégrade de plus en plus ce qui pose un risque au niveau de la sécurité des structures. Depuis plus de 50 ans, des chercheurs étudient les effets des cycles de chargement-déchargement sur des éléments bétons.

D'après [Neville, 2011] et [Hefferman, 1997], le béton peut subir durant sa durée de vie entre 10 et 50 millions de cycles. Ce phénomène est par conséquent à prendre en compte pour les ouvrages en béton d'autant plus que d'après les auteurs, la résistance à la fatigue du béton est inférieure à la

résistance statique. Autrement dit, le béton utilisé pour les structures peut subir des cycles qui diminueront ses caractéristiques mécaniques au cours de sa durée de vie. Il devient alors important de pouvoir comprendre et quantifier ce phénomène différé pour l'intégrer dans les codes de calculs. Neville montre que le béton cycliquement sollicité présente des déformations irréversibles (Figure IX-6) et que l'évolution des déformations au cours des cycles se fait en trois phases comme illustrée en Figure IX-7.

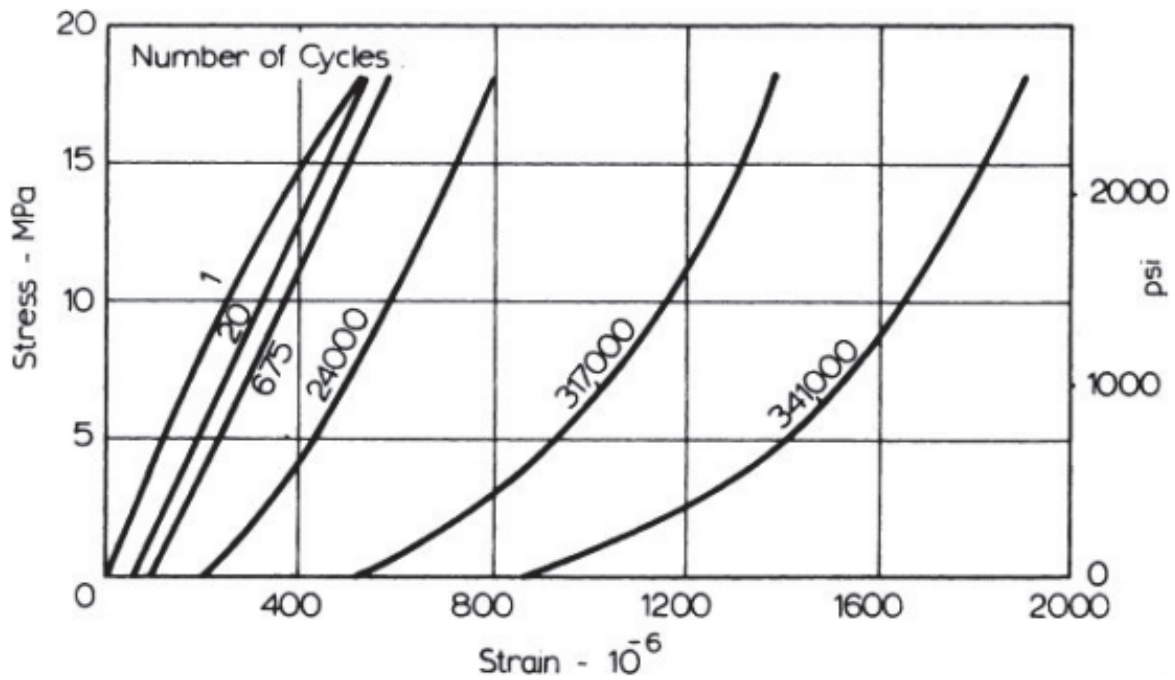


Figure IX-6 : Relation Contrainte-déformation du béton sous chargement cyclique de compression

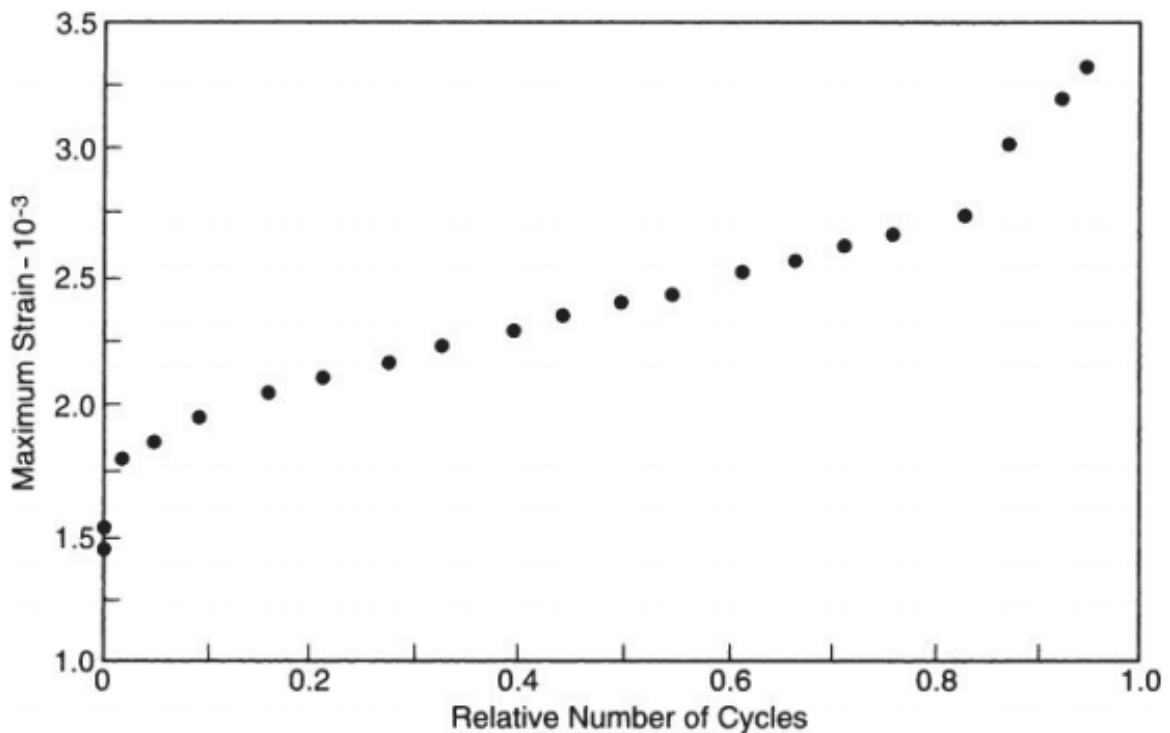


Figure IX-7 : Evolution de la déformation par rapport au nombre relatif de cycle, béton sollicité en compression entre 5% et 75% de la résistance statique

Une première phase d'augmentation rapide des déformations pour un nombre de cycles relativement faible. Après l'évolution se stabilise et devient linéaire en phase 2. Enfin dans la troisième phase, l'évolution évolue de nouveau très rapidement. Selon ces figures, les déformations augmentent avec le nombre de cycle. Cette augmentation est reliée avec la diminution du module d'élasticité et peut être vu comme le pourcentage de la durée de vie déjà utilisé par le béton. Le chargement cyclique endommage donc le béton, cependant, si ce chargement cyclique est inférieur à la limite en fatigue du béton, au lieu de diminuer sa résistance, les cycles de chargement-déchargement améliorent sa résistance mécanique. En effet, des essais ont montrés un gain de résistance de l'ordre de 5 à 15% par rapport à la résistance statique qui est expliqué par la densification du béton sous le faible niveau de contrainte cyclique [Neville, 2011].

Une large gamme de fréquence de chargement a été testée et d'après les études, la résistance à la fatigue des bétons n'est pas influencée pour des fréquences comprises entre 1,2 et 33 Hz et reste relativement identique. L'humidité peut jouer un rôle sur les caractéristiques en fatigue également, en effet avec un séchage accéléré du béton, les résistances sont meilleures contrairement à un béton séché naturellement qui montre des caractéristiques moindres. En outre il a été prouvé que pour le béton, la rupture en fatigue est en relation avec la rupture pâte-granat et que plus la taille des grains est petite, meilleure est la résistance car l'homogénéité est améliorée. Enfin selon Neville, les bétons à hautes performances (BHP) sont plus performants sous de fortes contraintes cycliques mais la rupture est plus brutale que pour des bétons ordinaires.

[Hefferman, 1997] fait des tests sur des poutres en béton armé (BA), dont certaines sont renforcées par des polymères renforcés aux fibres de carbone (CFRP). Les renforts CFRP sont des bandes collées à l'aide d'une colle époxydique. Les poutres sont sollicitées cycliquement en flexion 4 points entre 20% et 60-70-80% de la résistance en traction de l'acier. Les résultats sur poutre BA classique confirment les propos de Neville, avec une augmentation rapide de la flèche pour un nombre de cycle faible puis une évolution linéaire plus douce avant une augmentation de nouveau rapide jusqu'à la rupture brutale des aciers en traction. Au niveau des poutres CFRP, le schéma de fissuration en fatigue est légèrement différent de celui en statique. La ruine provient encore de la rupture fragile des aciers en traction mais aucun dommage n'est observé sur le CFRP ni sur la liaison. L'auteur remarque que la durée de vie des poutres CFRP est supérieure à celle des poutres BA classiques. Il remarque que les bandes de CFRP ont pour effet de diminuer les contraintes dans les aciers. Il en conclut que la résistance à la fatigue des éléments BA est fonction des aciers en traction et du niveau de contrainte.

[Wu, 2004] teste des poutres en béton en flexion 3 points, soumis à un chargement avec un ratio R de 0,05 – 0,1 – 0,2 ou 0,4 à une fréquence de 4Hz pour une variation entre 40% et 100% de la force de fissuration (ouverture de 0,7mm) des poutres. Le but est de caractériser le renforcement de

poutres BA avec du tissu de fibre de carbone (TFC). Les poutres sont dans un premier temps pré-fissurées avec une charge qui correspond à une ouverture de fissure de 0,7 mm. Puis certaines poutres sont renforcées avec du collage de TFC et d'autres servent de témoin. Les conclusions tirées de son travail sont les suivantes :

- Le renforcement des poutres permet d'améliorer la résistance à la fatigue de poutres BA soumis à un même niveau de chargement ;
- Le composite TFC limite la propagation des fissures et permet une redistribution des contraintes en face tendue avec diminution des contraintes dans les aciers ;
- La résistance en fatigue des poutres renforcées est limitée dans un premier temps par la résistance des aciers tendus puis dans un second temps par le décollement du composite sur le béton.

L'étude bibliographique sur le béton montre que les essais cycliques ont un impact sur ce matériau. La résistance à la fatigue est inférieure à la résistance statique en général. Les cycles induisent des déformations irréversibles qui augmentent avec le nombre de cycle. Ces déformations sont dues à la microfissuration du béton et ces fissures s'agrandissent avec le chargement pour former des macrofissures. La rupture des poutres en béton armé est reliée à la rupture des armatures tendues. Lorsque des poutres BA sont renforcées avec du CFRP, la contrainte dans les aciers diminue ce qui permet d'améliorer la résistance à la fatigue.

IX.2.3 Multi-matériaux

Quelques auteurs ont étudié les phénomènes cycliques sur des éléments bois-béton. Ces études se concentrent principalement sur des structures de pont. En effet, les ponts doivent être dimensionnés pour résister à la fatigue à cause du passage routier. L'étude sur des planchers courants de bâtiment est beaucoup plus rare. D'autres études portent sur des structures composites, notamment acier-béton [Tout, 2014], mais ne seront pas traitées ici. Voici donc un état de l'art sur les multi-matériaux bois-béton sous chargement cyclique.

[Weaver, 2002] étudie deux poutres bois-béton connectées à l'aide de goujons collés et renforcées par FRP qui servent à l'analyse d'un pont de 21 m de portée. Ces poutres à échelle réduite de 9 m de portée ont été fabriquées et testées en flexion 3 points sous sollicitation cyclique. La première poutre comporte des connecteurs espacés de 30 cm alors que l'espacement des goujons est de 15 cm pour la deuxième poutre. Le chargement est effectué entre 38,7 et 98,3 kN pendant deux millions de cycles afin de simuler le trafic routier. L'auteur observe une augmentation de la flèche au cours des cycles due aux dommages de la connexion sous l'effet des cycles et au fluage aussi (Figure IX-8).

Permanent Deflection vs. Number of Cycles

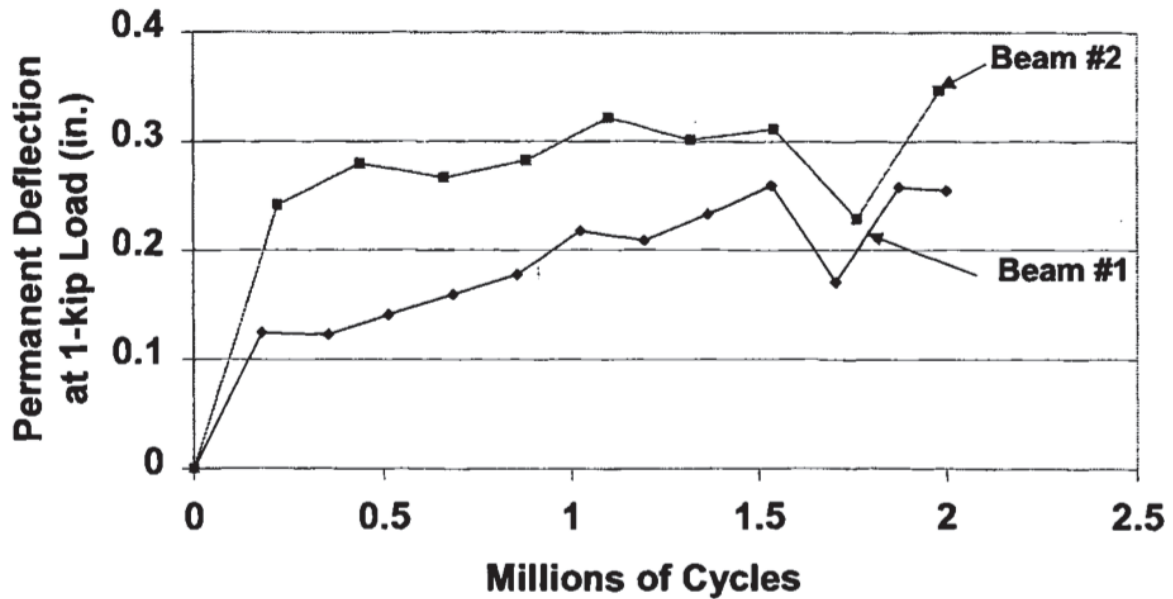


Figure IX-8 : Evolution de la flèche permanente à mi-portée en fonction du nombre de cycle [Weaver, 2002]

La rigidité des poutres est elle aussi affectée par les mêmes phénomènes avec une perte de 16 et 23% entre la rigidité initiale et finale après deux millions de cycles. Du glissement à l'interface bois-béton a été enregistré lors des essais variant de 1,3 à 3,8 mm. Ce glissement est confirmé par le profil de déformation de la section des poutres où une discontinuité apparaît. Un exemple de profil de déformation est présenté en Figure IX-9 issu des travaux de [Weaver, 2002].

Strain Diagram Loading to Failure - Beam 2

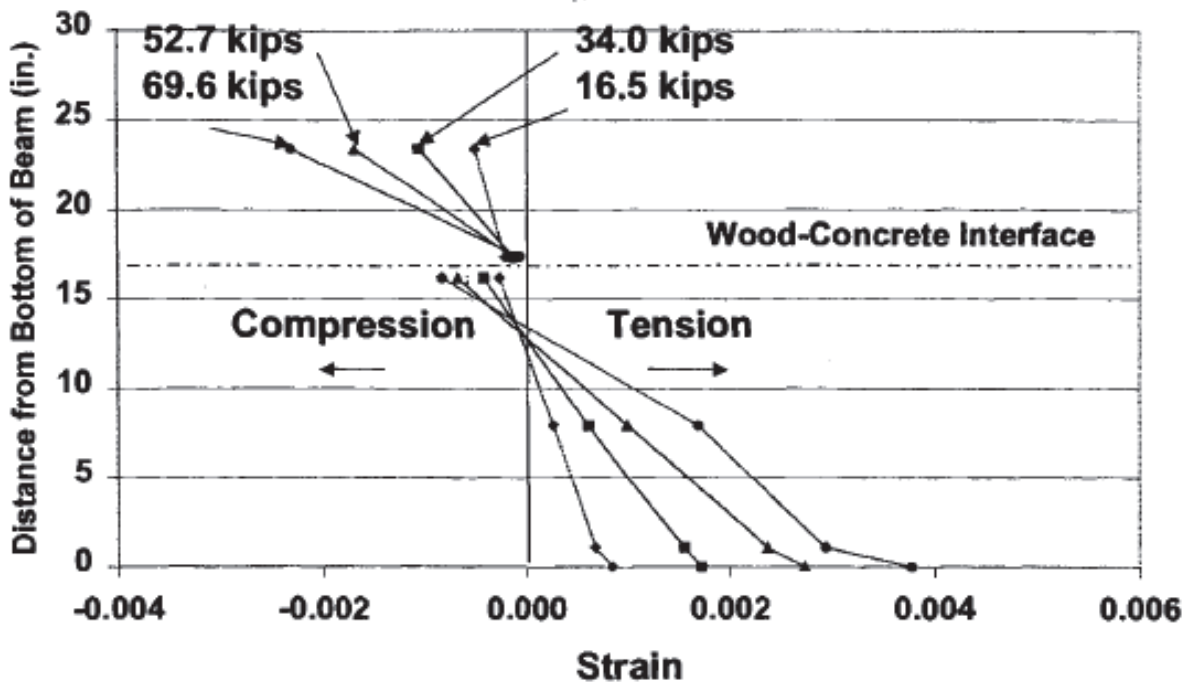


Figure IX-9 : Profil de déformation de la section d'une des poutres testées à rupture après les essais de fatigue

Finalement, l'auteur conclue que la connexion composite joue un rôle crucial sur les performances des poutres et que plus il y a de connecteurs et plus la résistance à la rupture est meilleure. En outre, la rigidité des poutres est similaire quel que soit la configuration de la connexion. Enfin la poutre bois-béton se rapproche du comportement d'une poutre totalement composite (Figure IX-10) avec très peu de décalage entre les déformations du bois et du béton.

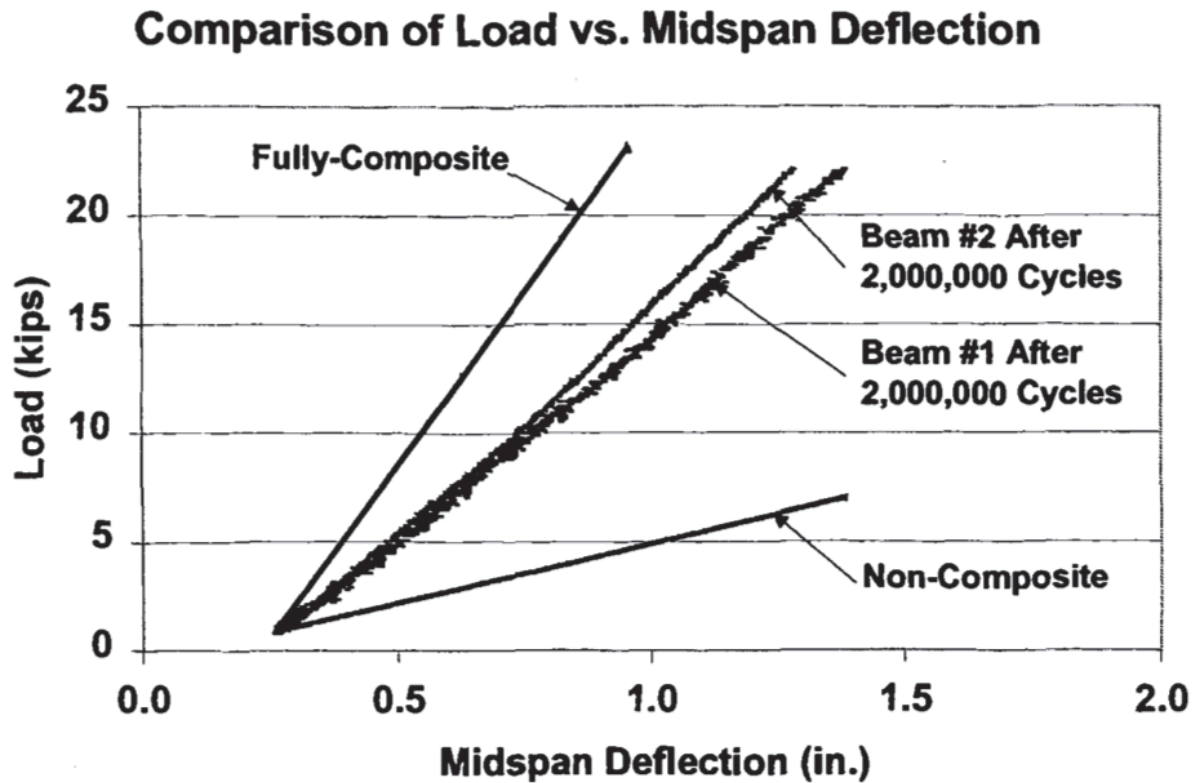


Figure IX-10 : Comparaison des courbes charge-flèche avec des poutres totalement composites (aucun glissement) et non composites (aucune liaison entre le bois et le béton)

[Pham, 2007] réalise également une étude sur des structures bois-béton sollicitées en fatigue pour simuler le trafic routier, mais le type de connexion utilisé est le collage. Le béton utilisé est du BFUP, le tablier est préfabriqué en amont. Après un délai de 28 jours, une face du tablier est poncée avec de recevoir une couche de colle. Les poutres en bois reçoivent également une couche de colle en avant le placement du tablier et une mise en pression pour assurer le collage uniforme entre la partie béton et la partie bois. Quatre corps d'épreuves sont réalisés avec un spécimen testé en chargement monotone pour déterminer les caractéristiques initiales de la structure hybride, puis trois prototypes testés cycliquement. Le chargement appliqué varie entre 10 et 150 kN ce qui engendre des contraintes inférieures à la limite de résistance des matériaux.

Parmi les trois corps d'épreuves sollicités en fatigue, deux sont sollicités pendant 2,4 millions de cycle avant un essai à rupture et le dernier est sollicité jusqu'à la rupture sous chargement cyclique. La géométrie des éléments étudiés est présentée en Figure IX-11.

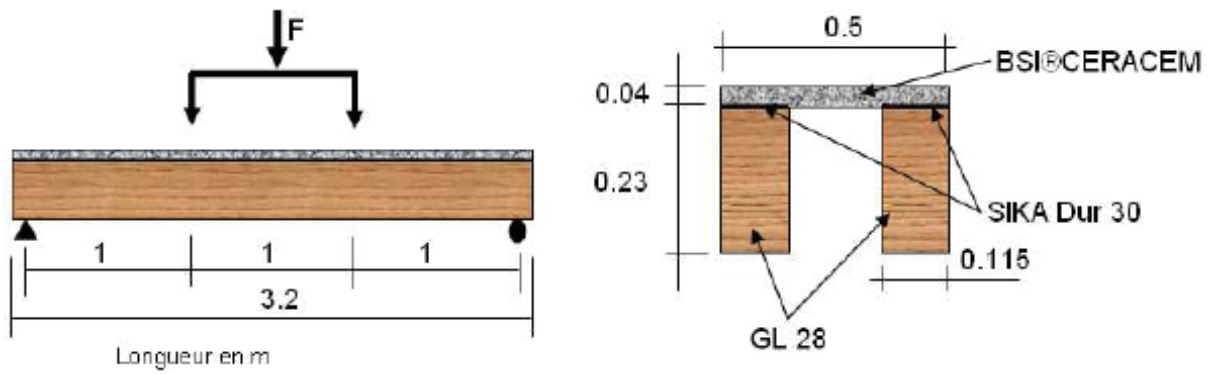


Figure IX-11 : Géométrie des corps d'épreuves testés par Pham

Les résultats montrent que le comportement mécanique reste identique au cours des cycles, très peu de différences subsistent entre le premier et les derniers cycles. La Figure IX-12 illustre bien ces propos avec l'évolution de la force en fonction de la flèche pour le premier cycle et après deux millions de cycles, mais également l'évolution de la force en fonction du glissement. D'après ces mesures, la rigidité reste constante au cours de l'essai de fatigue et le glissement enregistré est très faible puisqu'il est du même ordre de grandeur que la précision des capteurs. Finalement, la connexion par collage sollicitée cycliquement offre de bonnes performances pour la réalisation d'ouvrages routiers puisqu'aucune dégradation n'a été observée lors des tests de flexion 4 points.

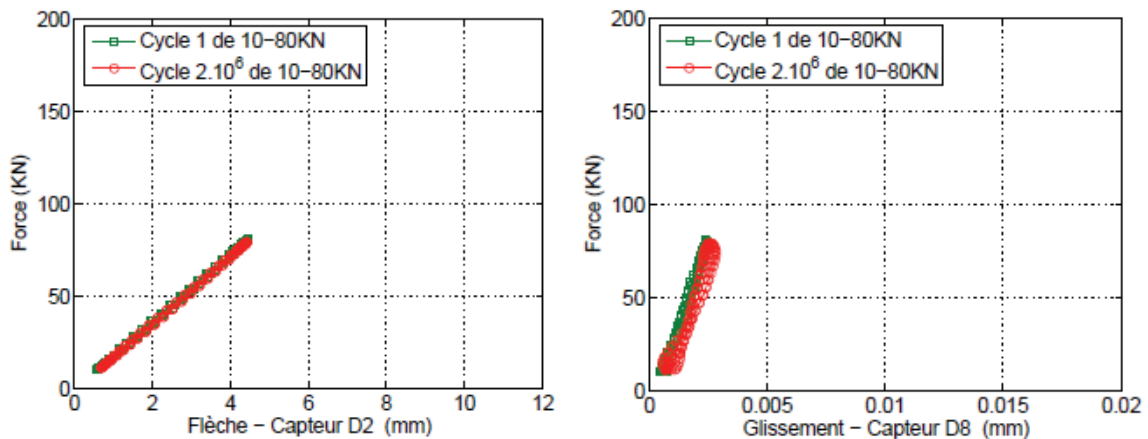


Figure IX-12 : Comportement mécanique du corps d'épreuve CE4 [Pham, 2007]

[Balogh et al., 2008] réalise une étude sur des poutres bois-béton assemblées à l'aide d'encoches et de goujons. Les poutres ont une portée de 3,65 m pour une hauteur totale de 0,15 m comme le détaille la Figure IX-13.

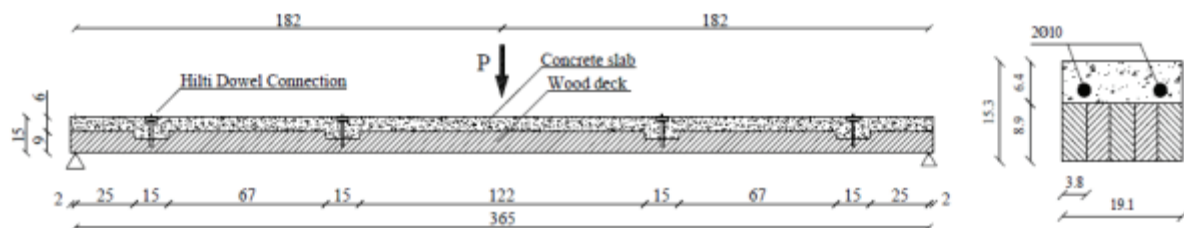


Figure IX-13 : Géométrie des poutres testées par [Balogh et al., 2008] (dimensions en cm)

Le but est de simuler les effets à long terme des charges présentes dans un bâtiment commercial ayant une durée de vie de 30 ans. Ainsi douze poutres ont été fabriquées et testées, en s'assurant du contrôle des conditions environnementales pour avoir une humidité relative du bois de 12%. Les tests en flexion 3 points sont conduits entre 3,1 et 5,6 kN pour simuler le passage des personnes sur un total de 21600 cycles.

Les résultats sur l'évolution de la flèche à mi-portée au cours des essais cycliques sont présentés en et montrent que l'évolution est rapide au début de l'essai puis l'augmentation diminue progressivement. A la fin du test, la flèche augmente de 18% en moyenne par rapport à la flèche élastique et ce de manière permanente. L'auteur suppose que des dommages progressifs surviennent au niveau de la connexion à cause du développement des déformations plastiques dans la partie bois des encoches. La rigidité est aussi impactée par les cycles de chargement, une diminution de 9% est constatée.

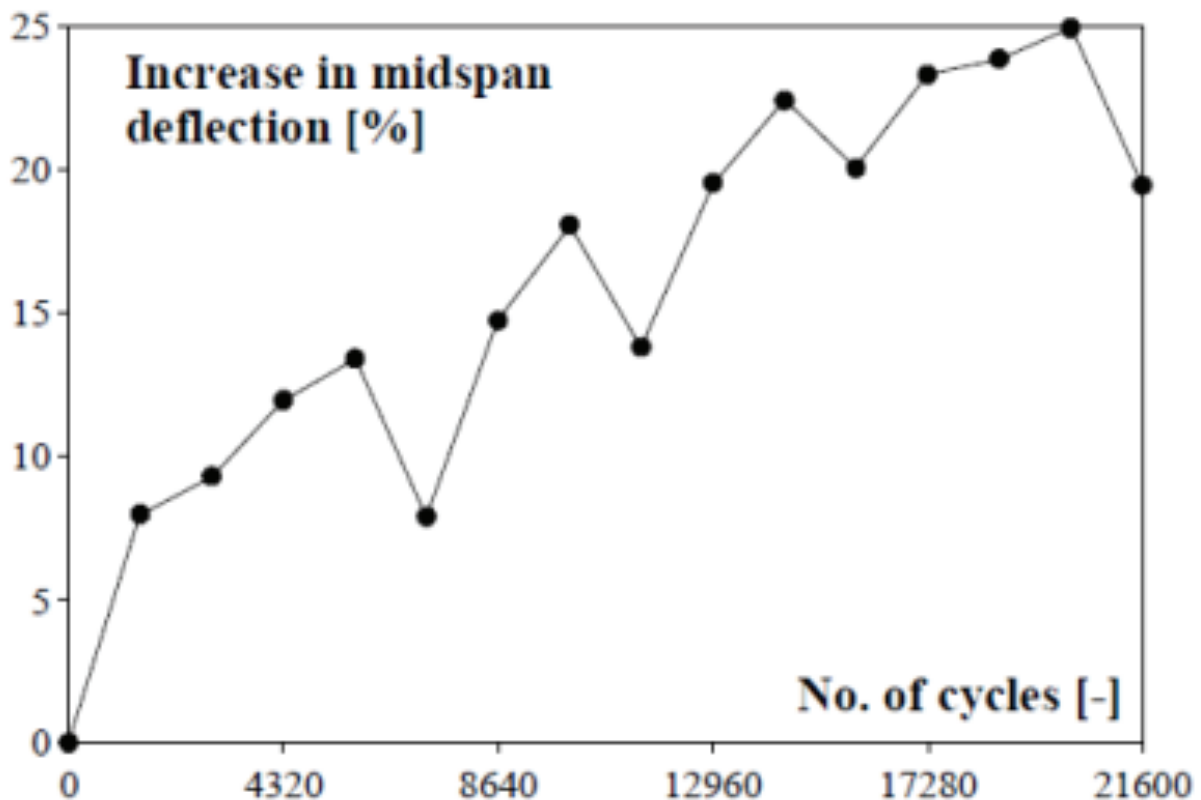


Figure IX-14 : Evolution de la flèche en pourcent durant les cycles de chargement [Balogh et al., 2008]

Pour compléter l'étude, des essais de fluage ont été réalisés sur quatre poutres composites. Ces tests ont duré 133 jours et il en ressort que le fluage augmente la flèche d'environ 57,5%. Cette augmentation est beaucoup plus importante que celle constatée avec les essais de fatigue, cependant la durée des essais n'est pas la même. En effet, les cycles de chargement-déchargement ont été effectués sur un jour seulement.

Finalement l'essai à rupture des poutres bois-béton (Figure IX-15) montre que la perte de rigidité observée lors des essais cycliques reste faible et négligeable puisque le comportement mécanique avant et après ces essais sont très proches. La ruine des éléments se font selon deux modes, soit par flexion du bois tendu soit par cisaillement du bois.

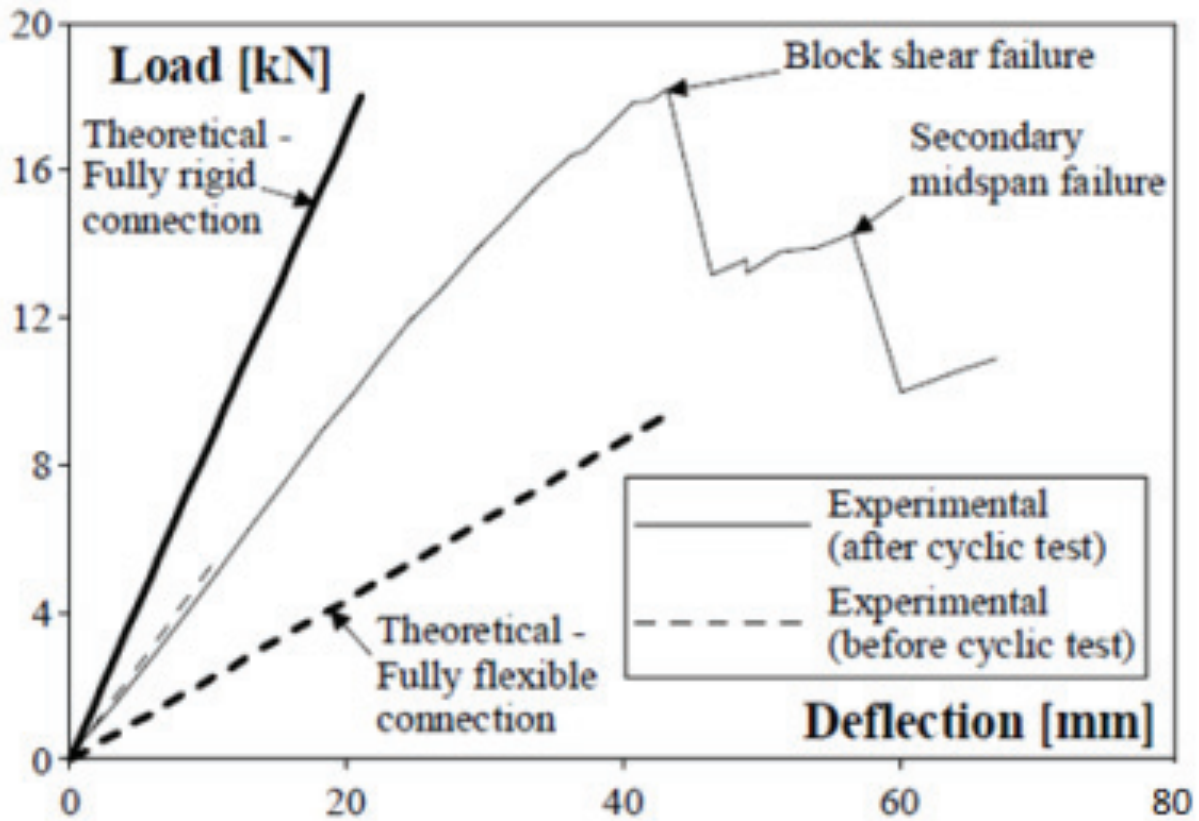


Figure IX-15 : Essai de flexion 3 points jusqu'à la rupture [Balogh et al., 2008]

[Yeoh et al., 2013] compare deux systèmes de connexion pour la fabrication de poutres hybride bois-béton. Le premier système utilisé est à encoche avec des connecteurs métalliques (vis) alors que le deuxième système de connexion utilise des plaques de métal à pointes. La portée est de 8m pour une hauteur totale de 465 mm. Deux millions de cycles sont prévus avec un chargement compris entre 20 et 40% de la charge ultime avant un test à rupture des poutres. Les résultats présentés sous forme de courbe charge-flèche pour différentes valeurs de cycles (Figure IX-16) montrent que suivant le type de connexion utilisé, les poutres se comportent différemment. En effet, aucune perte de rigidité n'est constatée avec la poutre connectée à l'aide d'encoches tandis que le système avec plaque métallique montre une perte de rigidité d'environ 50%. D'ailleurs cette dernière configuration s'est rompue avant d'atteindre les deux millions de cycles à cause du déchirement de la plaque. L'auteur conclue que l'utilisation de la connexion à encoche est valide pour réaliser des ponts puisqu'elle résiste très bien aux sollicitations cycliques : pas de perte de rigidité au cours des cycles. Il exclut par conséquent la connexion par plaque métallique dans ce domaine.

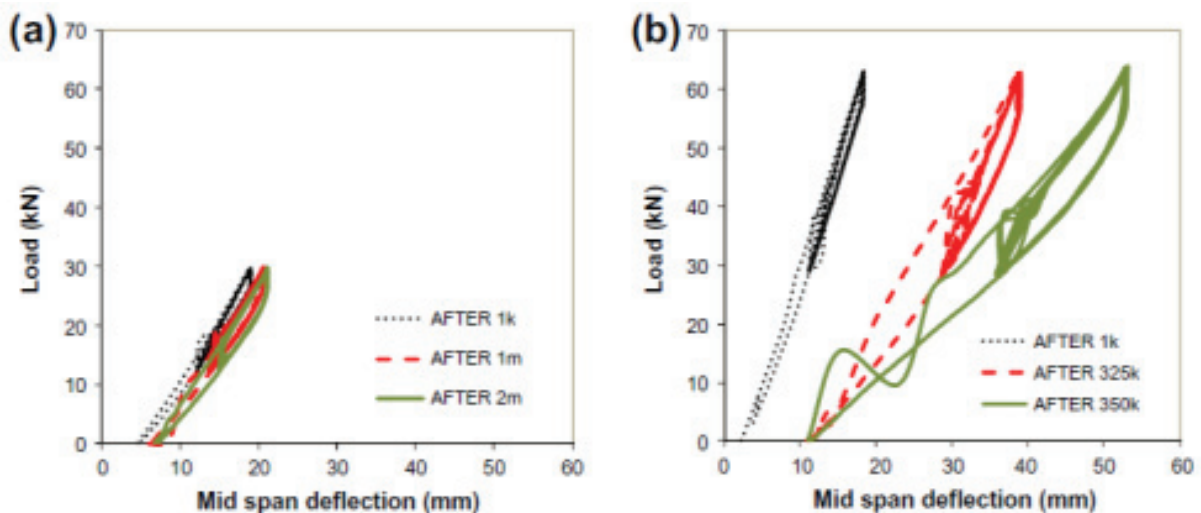


Figure IX-16 : Comportement mécanique des poutres à différents nombres de cycle pour (a) poutre avec encoche et (b) poutre avec plaque métallique, k et m représentent mille et million de cycles respectivement

Dans la littérature, les études se concentrent essentiellement sur l'étude des ponts qui sont forcément vérifiés sous chargement cyclique. Pour les bâtiments courants, très peu d'études ont été réalisées. En analysant les résultats des différents auteurs il est possible de tirer les conclusions suivantes :

- Le type de connexion utilisé joue un rôle crucial sur le comportement mécanique des structures. Une connexion locale engendre une perte de rigidité et des glissements à l'interface bois-béton. Une connexion continue-locale comme des encoches permet de limiter la perte de rigidité voir de la supprimer. Enfin le collage ne montre aucune perte de rigidité ;
- La rigidité reste un élément dimensionnant pour qualifier les performances des structures composites. En effet, plus la rigidité est importante et plus les déplacements seront limités ;
- Si les contraintes au sein des matériaux sont inférieures à la résistance mécanique, aucun dommage ou problème ne semble intervenir sur les matériaux ;
- Les phénomènes de fluage ne sont pas forcément intégrés dans les analyses des essais de fatigue alors que ces phénomènes peuvent jouer un rôle plus ou moins important suivant le niveau de charge appliqué.

Il serait alors intéressant de découpler les phénomènes de fluage et de fatigue lors des analyses d'évolution de la flèche au cours de cycles. En effet chaque phénomène ayant une contribution dans la flèche finale, il serait intéressant de connaître la flèche provoquée par chaque phénomène.

X ANALYSE EXPERIMENTALE DU PLANCHER

Après cette étude bibliographique sur les matériaux et les essais cycliques réalisés à des structures mixtes, nous nous concentrons sur l'étude expérimentale de planchers hybrides soumis à des essais cycliques en flexion 4 points. Le but de ces essais est de déterminer si les cycles ont une influence sur le nouveau procédé de fabrication tout en intégrant les phénomènes de fluage dus au poids propre de la structure.

X.1 PRESENTATION DES ESSAIS

X.1.1 Généralités

Les essais réalisés sont similaires aux essais statiques des planchers précédemment étudiés. Un bâti de chargement en flexion 4 points a été réalisé pour tester plusieurs planchers en même temps. La Figure X-1 illustre les essais réalisés sur les panneaux hybrides.

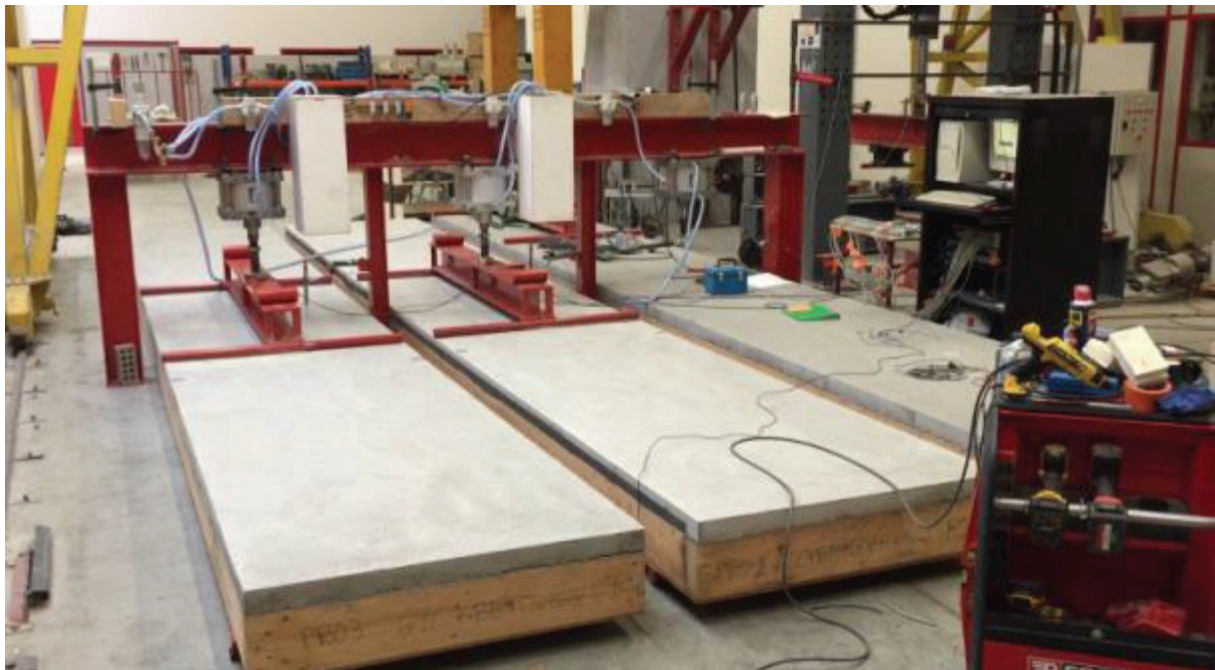


Figure X-1 : Essais cycliques sur planchers composites bois-béton

Le chargement est effectué à l'aide de vérins pneumatiques ayant une course de 50mm. Une installation électropneumatique est mise en place pour réaliser les cycles de chargement-déchargement avec notamment des minuteurs et des vannes de pression. Le tout est relié à un réseau pneumatique de 8 bars. Pendant l'essai, les déformations de la section, la flèche à mi-portée, la force centrale appliquée et le glissement à l'interface des matériaux (BO-Bois et/ou BO-BFUP) sont enregistrés. Les déplacements sont mesurés avec des capteurs LVDT, la force à l'aide d'un capteur de force placé entre la tige du vérin et le système de chargement du plancher et enfin les déformations sont enregistrées à l'aide de jauges de déformation d'une longueur de 30mm. Les données sont enregistrées par un logiciel de traitement avec une fréquence d'acquisition de 0,2 ou 0,5Hz. Une

temporisation d'acquisition est également mise en place. Pendant la première heure du test, les mesures sont enregistrées toutes les secondes. Entre 1h et 2h d'essais, l'enregistrement se fait pendant 4s toutes les 20s. Entre 2 et 3h d'acquisition, pendant 10s toutes les 100s et enfin à partir de 3h jusqu'à la fin de l'essai cyclique, durant 10s toutes les heures. La temporisation d'acquisition des données est récapitulée dans le Tableau X-1.

Durée de l'essai	Temporisation d'acquisition
0 – 1 h	toutes les secondes
1 – 2 h	Pendant 4s toutes les 20s
2 - 3 h	Pendant 10s toutes les 100s
3h – fin essai	Pendant 10s toutes les heures

Tableau X-1 : Temporisation d'acquisition lors des essais de chargement-déchargement

X.1.2 Prototypes testés

Pour ces essais, deux fois trois configurations de planchers sont réalisées dont un nouveau prototype par rapport aux essais statiques. En plus des planchers BO-HA et BFUP-HA déjà présentés dans le chapitre 2, un panneau BO-CFRP est également fabriqué et testé. Ce dernier panneau est identique au panneau BO-HA mais au lieu d'avoir une armature acier, le renfort utilisé en traction est un CFRP de diamètre 10 mm. Les schémas des planchers sont rappelés en Figure X-2 et Figure X-3.

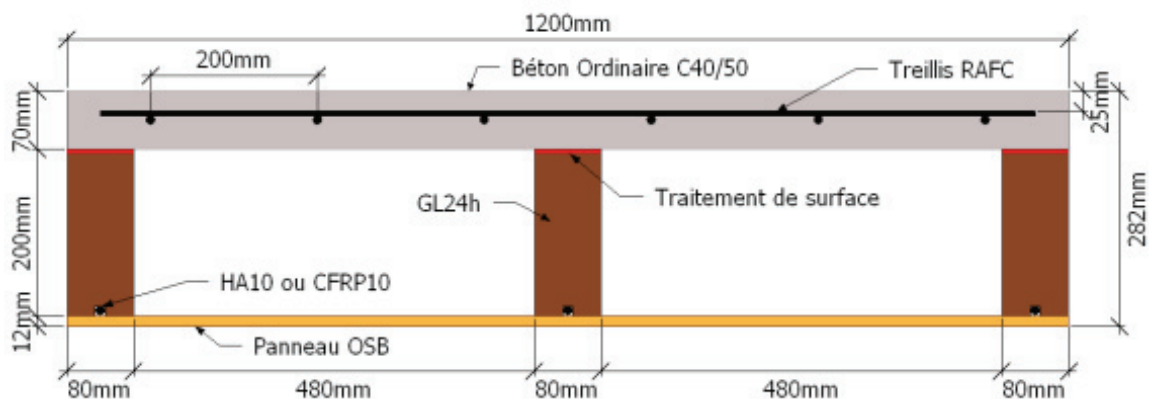


Figure X-2 : Section des planchers BO-HA ou BO-CFRP

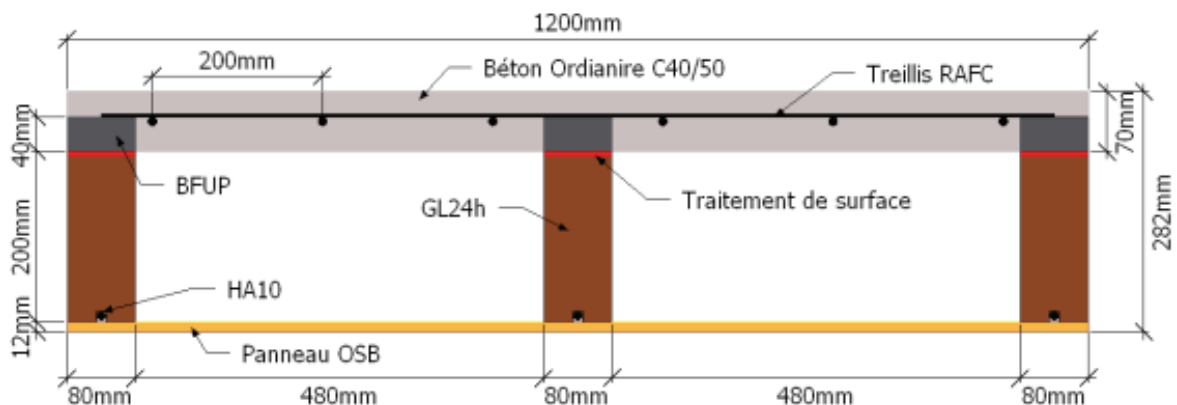


Figure X-3 : Panneau BFUP-HA

Pour chaque configuration de planchers, deux exemplaires seront donc testés en fatigue. Par rapport aux planchers testés en chargement statique, une seule différence est à noter. Pour des raisons d'amélioration des conditions de manutention, quatre connecteurs métalliques ont été mis en place, vissés dans les deux poutres en bois longitudinales d'extrémité du plancher, puis noyés dans le béton qui est coulé par la suite. En Figure X-4 voici un connecteur local mis en place dans les planchers.



Figure X-4 : Connecteur local mis en place dans les planchers

X.1.3 Détails du chargement

Le chargement de ces essais cycliques doit osciller entre une valeur minimale et une valeur maximale. Ici, il a été décidé d'appliquer sur les planchers des sollicitations de flexion non alternées. En effet, le chargement s'effectuera par une poussée du vérin qui mettra les panneaux en flexion d'une position initiale haute à une position finale basse. Lors de la remontée du vérin, le panneau remonte de lui-même vers sa position initiale haute grâce à son élasticité intrinsèque. Autrement dit, le plancher n'est pas solidaire du vérin. Le plancher est donc soumis d'une part à son propre poids et d'autre part à une charge supplémentaire appliquée par le vérin. Pour rester le plus proche possible de la réalité, des hypothèses de chargement ont été faites et sont détaillées ci-après.

Le plancher est considéré comme isostatique. Pour modéliser des éléments du second œuvre, le vérin applique une charge minimale P_{\min} non nulle. Les éléments suivants sont pris en considération pour cette charge minimale : les faux-plafonds, l'isolation, la chape et le carrelage. Au final en

considérant tous ces éléments, la valeur de P_{\min} est considérée égale à 4 kN. Au niveau de la charge maximale, les Eurocodes nous ont servi de base pour établir un chargement à l'ELS. Effectivement au vu des résultats du chargement statique qui montraient une marge de sécurité conséquente aux états limites (ELU et ELS), il a été décidé d'appliquer comme charge maximale centrale l'équivalent des charges d'exploitation à l'ELS. Ainsi la charge d'exploitation pour des bâtiments de type bureaux en France est de 2,5 kN/m², ce qui correspond pour un essai de flexion 4 points à une charge centrale de 15,3 kN. Voici en détail la démarche de calcul :

- Largeur du plancher : $b = 1,2 \text{ m}$;
- Portée du plancher : $L = 7,5 \text{ m}$;
- Distance entre appui et point d'application de la force : $a_t = 2,75 \text{ m}$;
- Charge d'exploitation : $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ soit $q = 3 \text{ kN/ml}$.

En partant du principe que le moment fléchissant doit être équivalent pour la charge d'exploitation répartie et la charge en flexion 4 points, il suffit de résoudre l'égalité suivante en isolant P_{\max} :

$$\frac{P_{\max}}{2} \cdot a_t = \frac{qL^2}{8} \quad \text{Equation X-1}$$

Par simplicité, P_{\max} a été pris égale à 20 kN. Ainsi le chargement oscillera entre 4 et 20 kN. Pour rester dans un cadre réglementaire, l'Eurocode recommande pour les structures béton de vérifier la fatigue pour 10⁶ cycles. Le Tableau X-2 et la Figure X-5 synthétisent les différents paramètres de l'essai.

Effort minimal P_{\min} (kN)	4
Effort maximal P_{\max} (kN)	20
Nombre de cycle N	10 ⁶
Fréquence des cycles (Hz)	0,25 – 0,5

Tableau X-2 : Synthèse du chargement

Chargement cyclique appliqué aux planchers

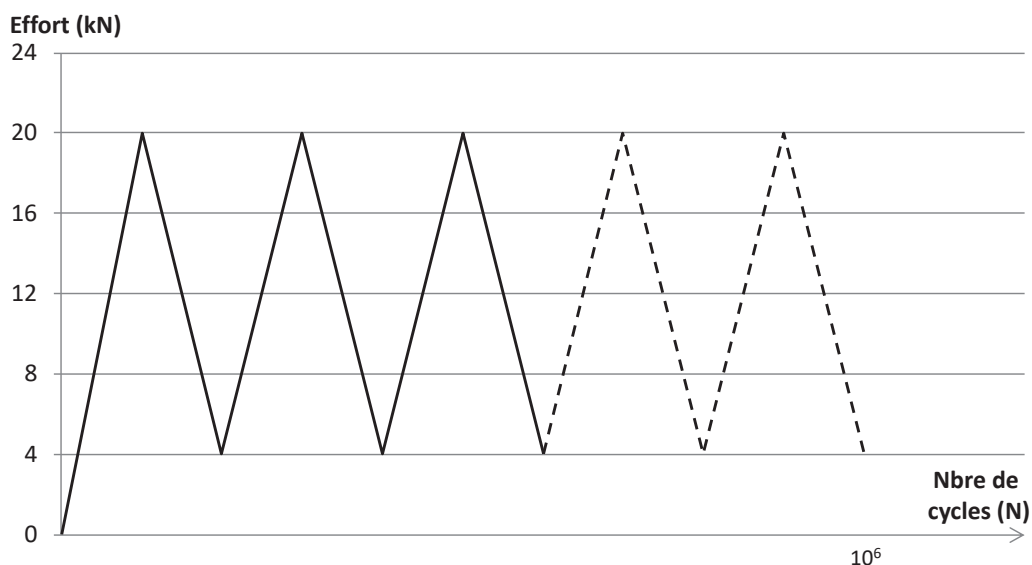


Figure X-5 : Chargement cyclique utilisé lors des essais couplés fatigue-fluage

X.2 ESSAI CYCLIQUE

Dans cette partie, les différents résultats obtenus lors des essais de fatigue sur les différentes configurations de planchers testées seront présentés. L'analyse se concentrera sur les courbes de chargement mais également sur l'évolution des déplacements verticaux (flèches) des panneaux au cours du temps.

X.2.1 Evolution du chargement au cours de l'essai cyclique

Comme indiqué dans les paragraphes précédents, un objectif de chargement oscillant entre 4 et 20 kN a été décidé pour représenter des charges classiques dans les bâtiments en génie civil. Dans un premier temps, l'évolution du chargement au cours des cycles permet de vérifier que les planchers ont été chargés correctement mais également nous permettra par la suite de modéliser plus précisément les phénomènes en jeu notamment pour le fluage. Les Figure X-6, Figure X-7 et Figure X-8 présentent donc les charges maximales et minimales enregistrés lors des essais pour les planchers BO-HA, BO-CFRP et BFUP-HA respectivement. De manière générale, le chargement reste relativement constant au cours des essais et très peu de variations ont été observées. Le plancher BFUP-HA montre une légère augmentation progressive du chargement minimal au cours des cycles.

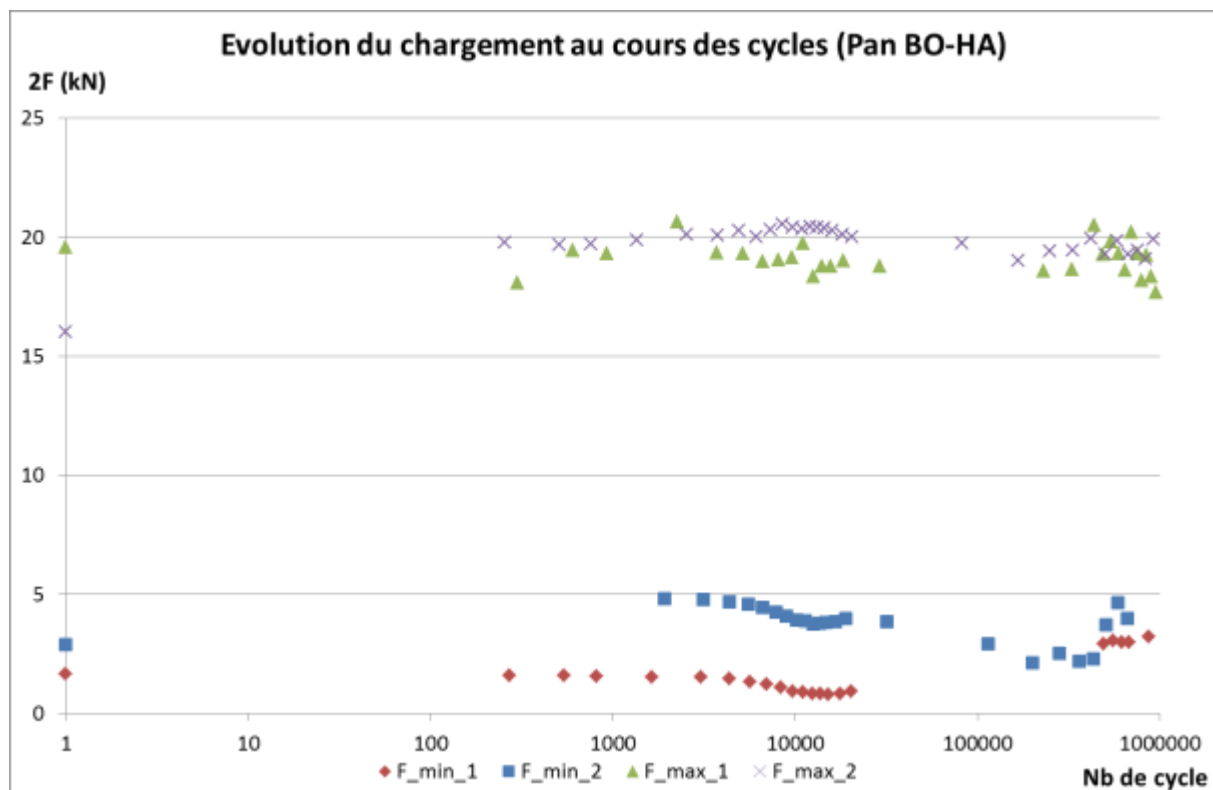


Figure X-6 : Evolution du chargement du plancher BO-HA

Ces variations peuvent venir de plusieurs facteurs. La première cause peut être dû au matériel, en effet, la centrale pneumatique utilisée pour alimenter les essais n'était pas exclusivement réservée et utilisée pour nos essais mais servait tout le domaine scientifique alentour.

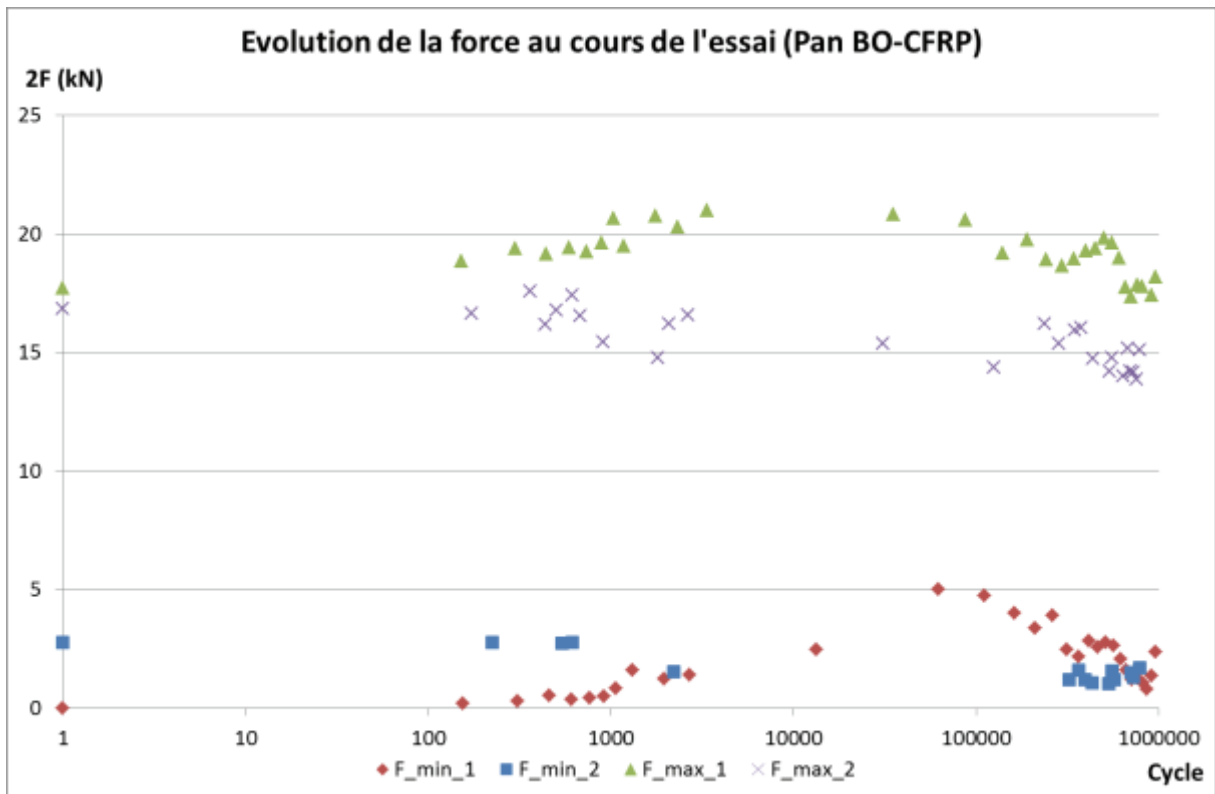


Figure X-7 : Chargement cyclique du panneau BO-CFRP

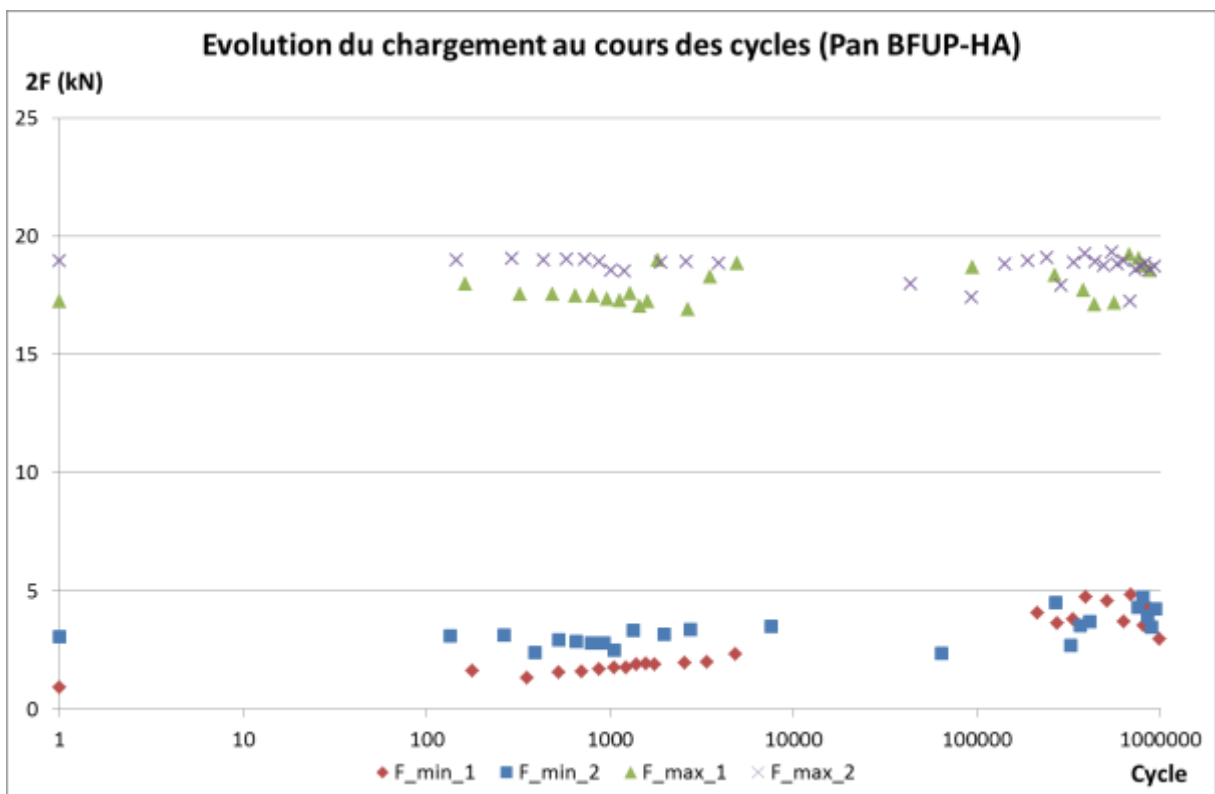


Figure X-8 : Chargement du plancher BFUP-HA lors des essais cycliques

Lorsque d'autres utilisateurs utilisaient l'air comprimé, une baisse dans l'alimentation de notre essai pouvait se produire. Le deuxième facteur qui peut expliquer certaines variations et notamment une augmentation du chargement est nous-même. Pour respecter la charge de 4 kN, régulièrement

l'essai était inspecté pour vérifier que le chargement était relativement correct, si ce n'était pas le cas, le chargement était ajusté d'où un regain de charge. Enfin dernière explication possible, l'endommagement progressif du plancher dû à la fatigue et au fluage. S'il y a un endommagement du plancher, cela se répercute sur sa rigidité qui diminue, autrement dit le panneau perd en capacité et ne reviens pas à sa position d'origine lorsque le vérin remonte et applique la charge minimale. Or comme le vérin est simplement appuyé sur un capteur de force, si le plancher ne remonte pas à sa position initiale, le capteur enregistre une force moindre.

Finalement, le chargement est considéré comme constant de manière générale au cours de l'essai même si certaines variations sont visibles ponctuellement.

X.2.2 Evolution de la flèche au cours des cycles de chargement-déchargement

Après une étude sur le chargement cyclique, une analyse des déplacements verticaux des planchers est réalisée dans cette partie. Le but est de voir comment se comportent les panneaux au cours du temps. Il faut bien noter ici que le plancher est soumis d'une part à son propre poids qui n'est pas négligeable (environ 60% du chargement maximal de 20 kN) et d'autre part aux cycles de chargement-déchargement. Le poids propre des planchers est du même ordre que les charges d'exploitation qui sont définies dans les Eurocodes pour les bâtiments de type bureau. En effet, les planchers ont une masse de 200 kg/m² soit une charge de 2 kN/m² alors que la charge d'exploitation pour des bureaux est de 2,5 kN/m². En sachant cela, Il ne serait pas surprenant d'avoir une évolution de la flèche minimale au cours du temps qui serait en partie due au fluage des panneaux.

Les Figure X-9, Figure X-10 et Figure X-11 présentent les résultats des panneaux BO-HA, BO-CFRP et BFUP-HA respectivement. Cependant seules les mesures d'un spécimen de chaque plancher sont représentées ici. Pour mieux apprécier l'évolution de la flèche minimale en fonction du nombre de cycle et essayer de mieux analyser les résultats, la charge minimale appliquée aux planchers apparait également sur les graphiques.

Plusieurs remarques ressortent de ces graphes. La flèche minimale devrait être corrélée et varier de manière identique à l'évolution de la force minimale puisque ces deux grandeurs sont reliées entre elles par la raideur des panneaux. Or même si une corrélation semble exister en observant les courbes présentées, celle-ci ne paraît pas prédominante par rapport à d'autres phénomènes. En effet, lors d'un gain de force minimale, la flèche augmente également mais pas de manière proportionnelle à la raideur. Comme les essais se situent dans le domaine linéaire et élastique des matériaux, il peut être défini que la force et la flèche sont proportionnelles et sont régies par l'Equation X-2 suivante lorsque la contribution de l'effort tranchant est négligée :

$$f_{max}(L/2) = \frac{F \cdot a_t \cdot (3L^2 - 4a_t^2)}{24 EI} \quad \text{Equation X-2}$$

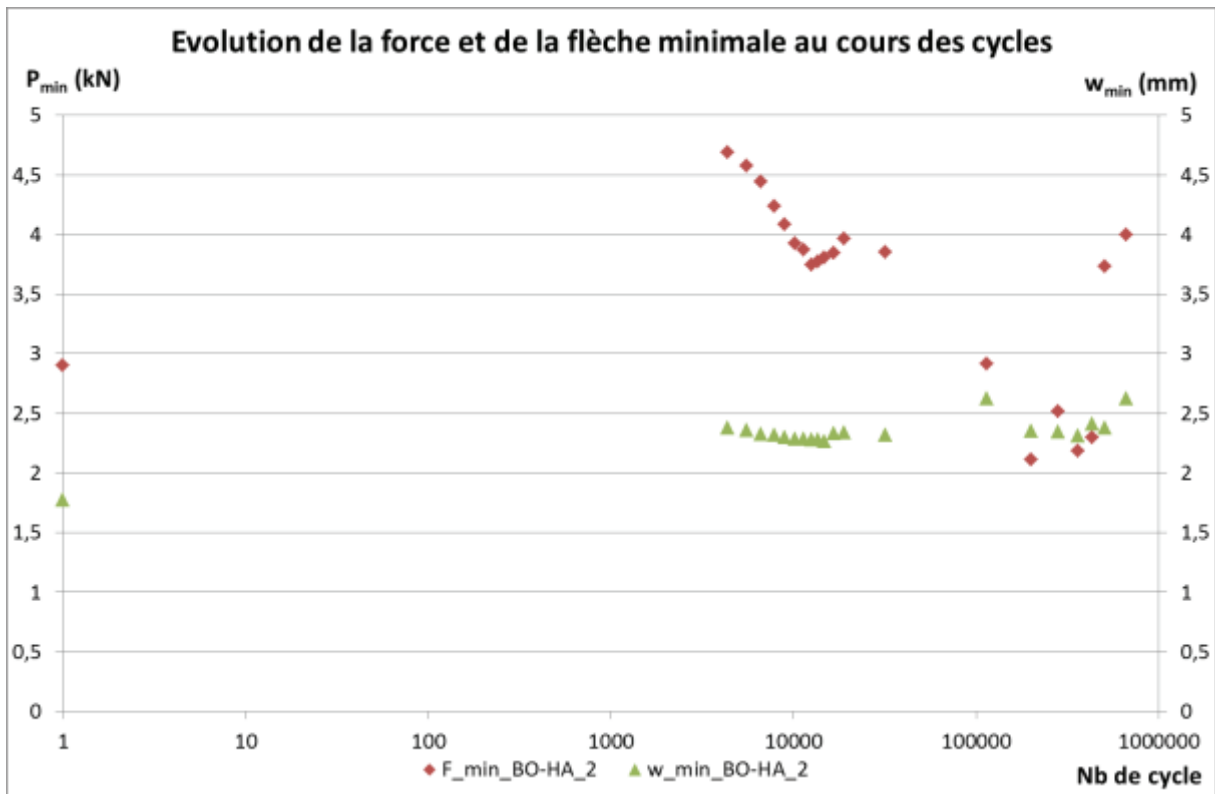


Figure X-9 : Plancher BO-HA, résultats des essais cycliques sur la force et la flèche minimale

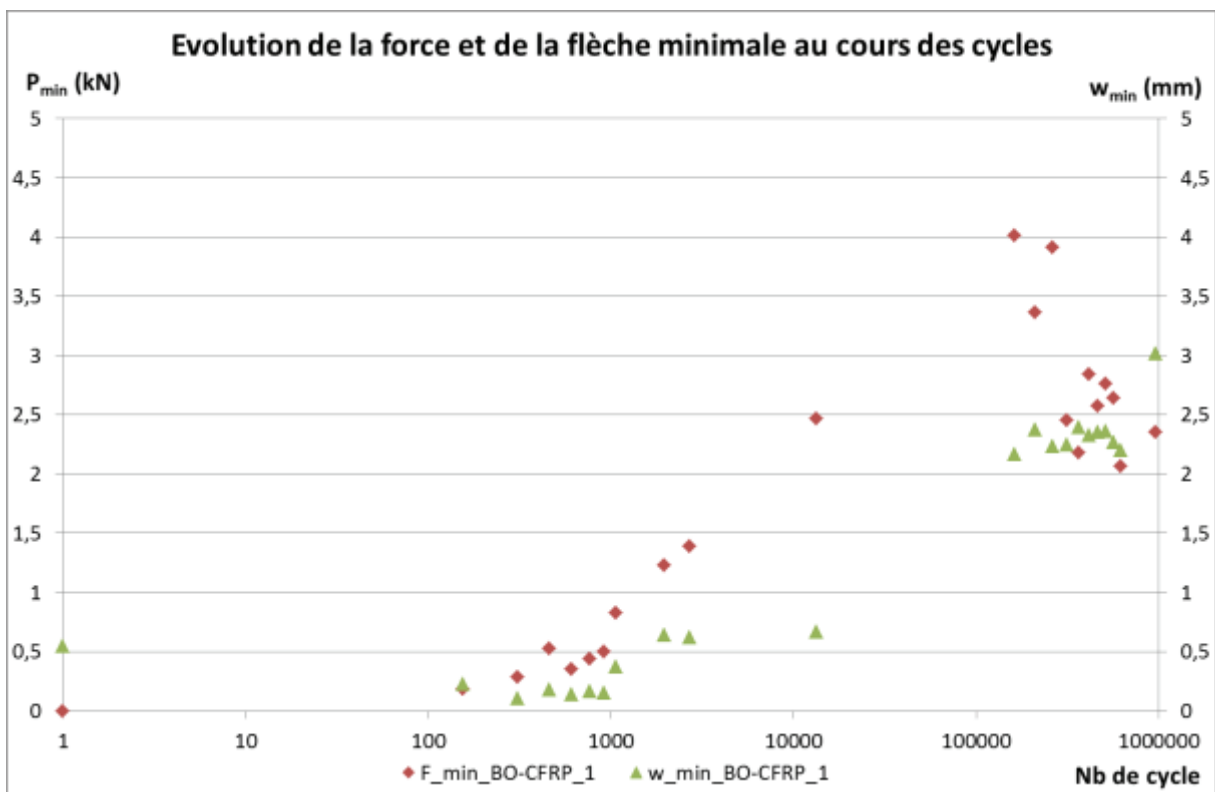


Figure X-10 : Mesures de la force et des déplacements verticaux du plancher BO-CFRP

Lors de nos pré-tests sur la masse des planchers, nous avons vu que le poids propre était équivalent à une force de 12,28 kN en flexion 4 points et qu'une flèche de 7,5 mm avait été mesurée. Avec ces données, la raideur de nos planchers est donc environ de 1,64 kN/mm.

Ici, plus le nombre de cycle est important et plus la flèche semble se stabiliser et augmenter très lentement alors que la force minimale continue de varier légèrement. Cette dernière remarque n'est pas valable sur la Figure X-10 où la flèche augmente pratiquement de 1,5 mm entre 13000 et 160000 cycles quand la force elle augmente de 1,5 kN environ. La raideur du plancher serait donc ici proche de 1 kN/mm.

L'évolution progressive de la flèche rappelle le phénomène de fluage des panneaux composites. Malgré les faibles variations de la force minimale appliquée lors des essais, la flèche n'est que très peu impactée et les variations sont moins marquées. La flèche semble donc moins influencée par les variations que par les phénomènes de fluage. Ainsi les chargements cycliques influencent moins la flèche que le phénomène de fluage à priori.

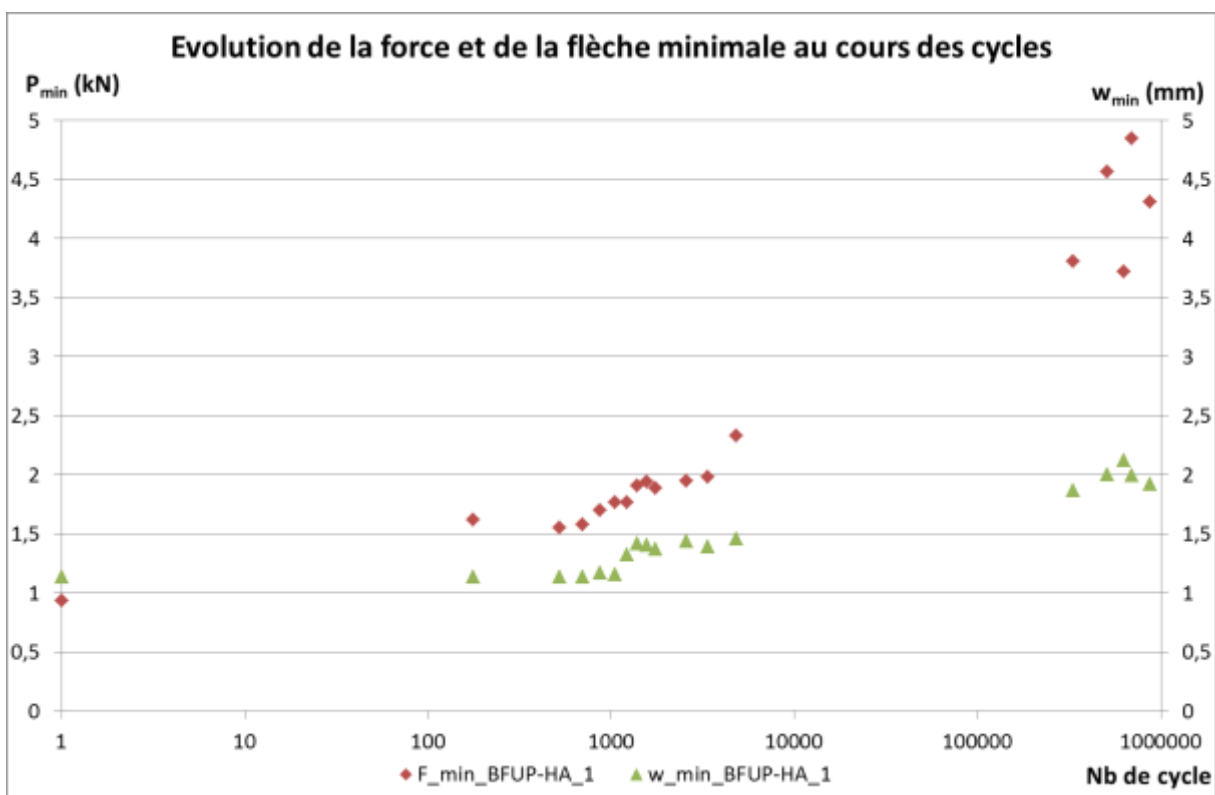


Figure X-11 : Evolution de la force et de la flèche minimale au cours de l'essai cyclique, panneau BFUP-HA

X.3 COMPORTEMENT MECANIQUE RESIDUEL

Après ces premiers résultats sur la fatigue des panneaux hybrides, le comportement résiduel est le prochain point d'intérêt. En effet, le but est de comparer le comportement mécanique lors des essais statiques avec le comportement mécanique après les essais cycliques. Plus le comportement résiduel sera proche du comportement statique et moins les panneaux auront été endommagés. Parfois, suite à des essais, le comportement peut même être amélioré. Dans cet objectif, nous réalisons de nouveau un essai de flexion 4 points jusqu'à la rupture des planchers précédemment étudiés en fatigue.

L'essai de flexion résiduel est présenté au travers des courbes Charge-Flèche. Les résultats du comportement statique et résiduel sont regroupés sur une seule figure pour chaque plancher. Comme lors des essais statiques la configuration de panneau BO-CFRP n'a pas été testée, les résultats du plancher BP-HA sont utilisés comme référence pour cette configuration. Pour plus de clarté et mieux juger le comportement mécanique des planchers, les valeurs à l'ELU et à l'ELS sont également représentées. Les rigidités seront aussi analysées pour suivre l'endommagement.

X.3.1 Plancher béton-bois-acier – BO-HA

Les résultats sur les panneaux BO-HA sont exposés en Figure X-12 et Tableau X-3.

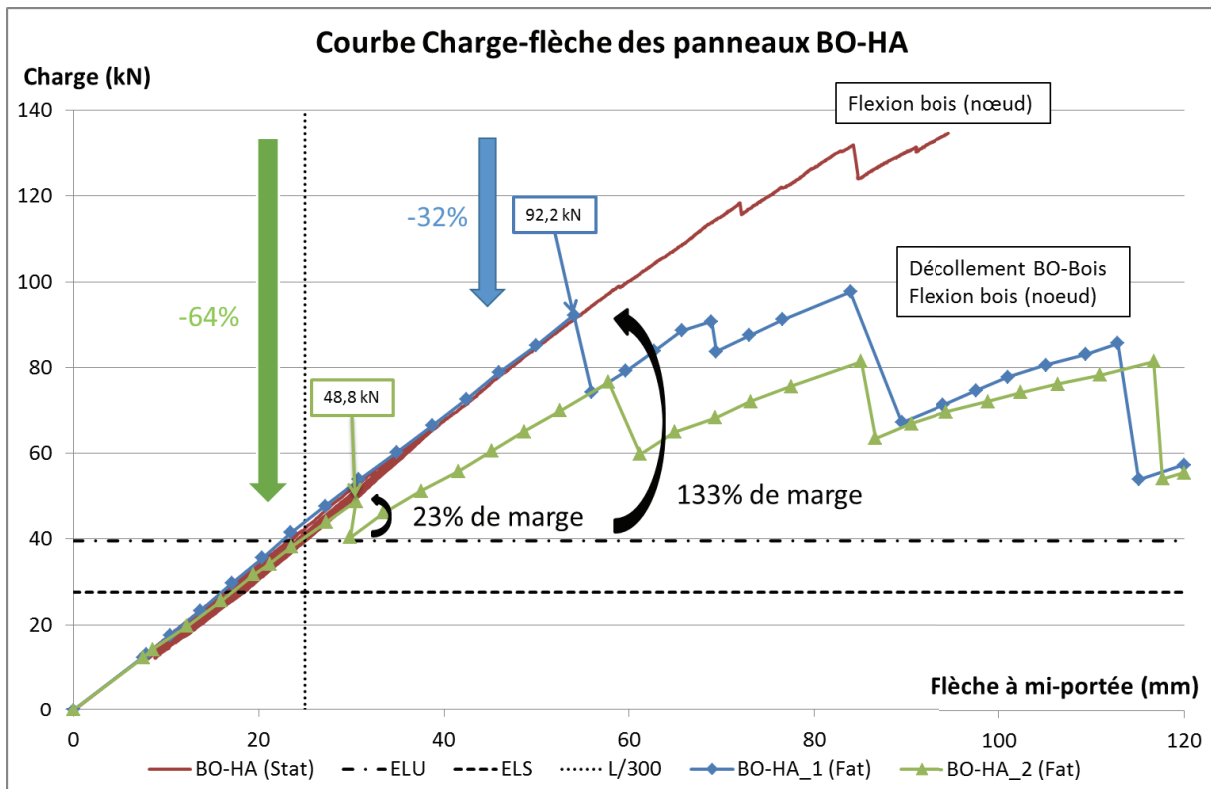


Figure X-12 : Comportement mécanique des panneaux BO-HA en statique et après fatigue

Les courbes Force-flèche de cette figure montrent tout d'abord que le comportement mécanique est identique jusqu'à la valeur théorique ELU que ce soit en statique ou après fatigue. Ensuite, après cette valeur ELU, des différences sont à noter. Premièrement la force de rupture des planchers ayant subis des cycles est inférieure d'environ 34% à celle des essais statiques. Deuxièmement, des ruptures prématurées de la structure ont été observées et se sont manifestées par des décollements progressifs de la dalle béton par rapport au module bois sablé. Les premières ruptures apparaissent à 48,8 kN et 92,2 kN pour les échantillons BO-HA_1 et BO-HA_2 respectivement, ce qui correspond à une perte de capacité portante de 64 et 32% par rapport à l'essai statique. Ce décollement de la dalle béton commence aux extrémités des planchers là où l'effort tranchant est à son maximum. Petit à petit ce décollement progresse vers le centre des panneaux au fur et mesure que la charge

augmente. Finalement le décollement peut se faire sur toute la longueur. La Figure X-13 illustre ce décollement progressif de la dalle béton par rapport au module bois.

PANNEAU		BO-HA_1		BO-HA_2		Rupture max moy
		1 ^{ère} rupture	Rupture max	1 ^{ère} rupture	Rupture max	
Force (kN)	Fatigue	92,2	97,7	48,8	81,4	89,5
	Statique	135,1				
	Ecart (%)	-32	-28	-64	-40	-34
	ELU	39,6				
	Ecart (%)	133	147	23	106	126

Tableau X-3 : Résultats du chargement des essais post-fatigue, panneau BO-HA



Figure X-13 : Décollement du béton, à gauche sur les extrémités, à droite lors de la rupture finale en partie centrale

Troisièmement, il est intéressant de remarquer la perte de raideur progressive des planchers lors que ceux-ci atteignent une charge critique qui fait chuter la force au cours de l'essai.

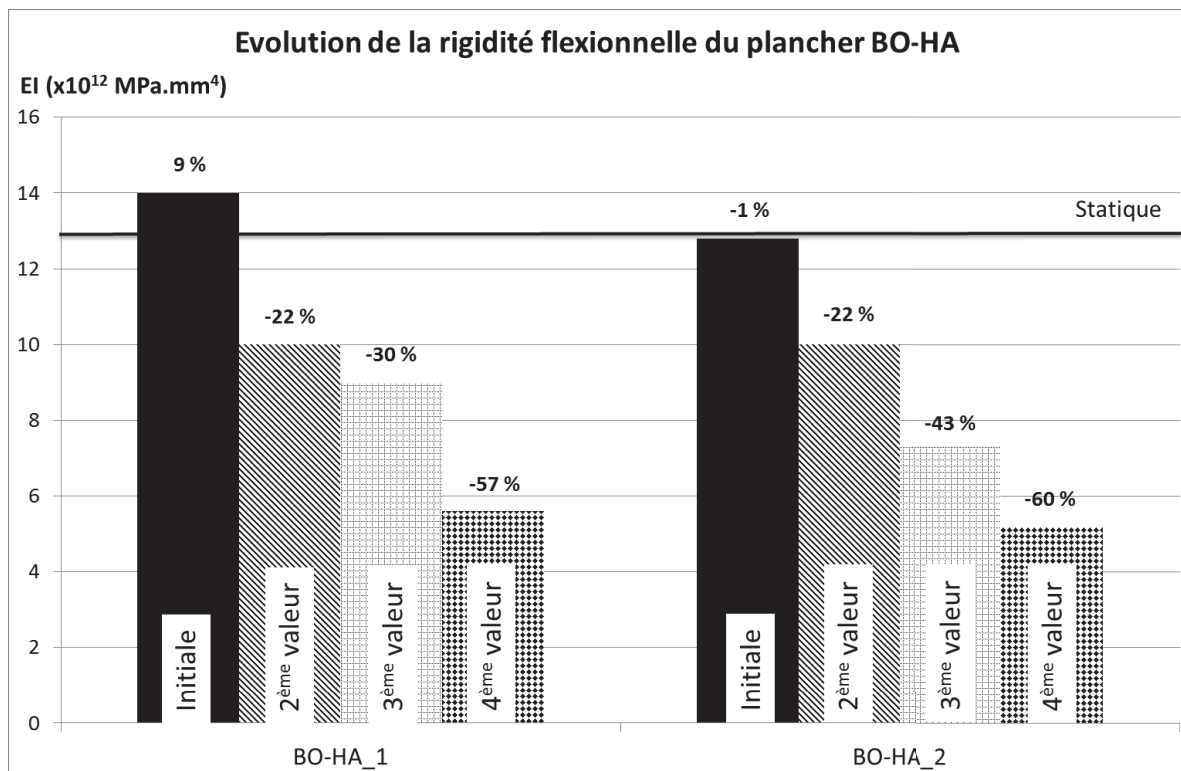


Figure X-14 : Rigidité des panneaux BO-HA

La Figure X-14 récapitule l'évolution de la rigidité flexionnelle des planchers BO-HA. En trait plein est représentée la valeur de la rigidité statique ($12,9 \cdot 10^{12}$ MPa.mm⁴) tandis que les rectangles désignent la rigidité des panneaux après les essais de fatigue. Au-dessus de chaque rectangle est indiqué la différence entre la rigidité lors de l'essai post-cycle et la rigidité statique. En observant la courbe charge-flèche et la figure ci-dessus, la rigidité initiale est effectivement proche de la rigidité statique, puis des chutes successives sont observées dues du décollement progressif de la dalle BO. Au niveau des déplacements enregistrés et du mode de rupture, le Tableau X-4 récapitule les différentes mesures et observations faites lors des différents essais (statique et post-fatigue).

PANNEAU		BO-HA_1	BO-HA_2	Moyenne
Flèche à l'ELS (mm)	Fatigue	16,0	17,1	16,6
	Statique	17,8		
	Ecart (%)	-10	-4	-7
	Limite ELS	25		
	W_{fat}/W_{ELS_lim}	0,64	0,68	0,66
Mode de ruine	Fatigue	Flex. bois & Décol BO/Bois	Flex. bois & Décol BO/Bois	Flex. bois & Décol BO/Bois
	Statique	Flex. bois		

Tableau X-4 : Flèche et mode de ruine des planchers BO-HA

Ainsi lorsque les panneaux se retrouvent chargés avec les charges à l'ELS, la flèche moyenne est de 16,6 mm après les essais de fatigue alors qu'initialement la flèche est de 17,8 mm, soit une différence de 7% par rapport à l'essai de flexion 4 points statique. Cette différence est donc faible et sera à mettre en relation avec la rigidité flexionnelle. Par rapport aux règlements Eurocodes, la flèche obtenue est inférieure à la flèche limite $L/300$. Le rapport entre la flèche réelle et la flèche limite est de l'ordre de 0,66 soit une marge de sécurité de 34%. Autrement dit, les déplacements qui dimensionnent régulièrement les structures bois, ne semblent pas être un problème pour la structure hybride BO-HA même après les cycles de chargement.

Enfin, le mode de rupture des planchers en fatigue est le même avec la flexion du bois en partie tendue et un décollement de la dalle béton, contrairement à l'essai statique qui n'a montré que la flexion du bois tendu. Ce nouveau mode de ruine ne joue pas en faveur des panneaux hybrides BO-HA puisqu'il y a perte de continuité entre les matériaux, ce qui engendre une perte de rigidité et donc une augmentation de la flèche avec diminution de la capacité portante. Les connecteurs locaux ont dû jouer un rôle dans le mode de ruine également, d'une rupture fragile du plancher BO-HA en chargement statique, la rupture est devenue pseudo-fragile avec des pertes de charges successives et une perte de rigidité progressive.

X.3.2 Plancher béton-bois-jonc carbone – BO-CFRP

Les résultats pour le panneau BO-CFRP sont présentés par la Figure X-15 et le Tableau X-5.

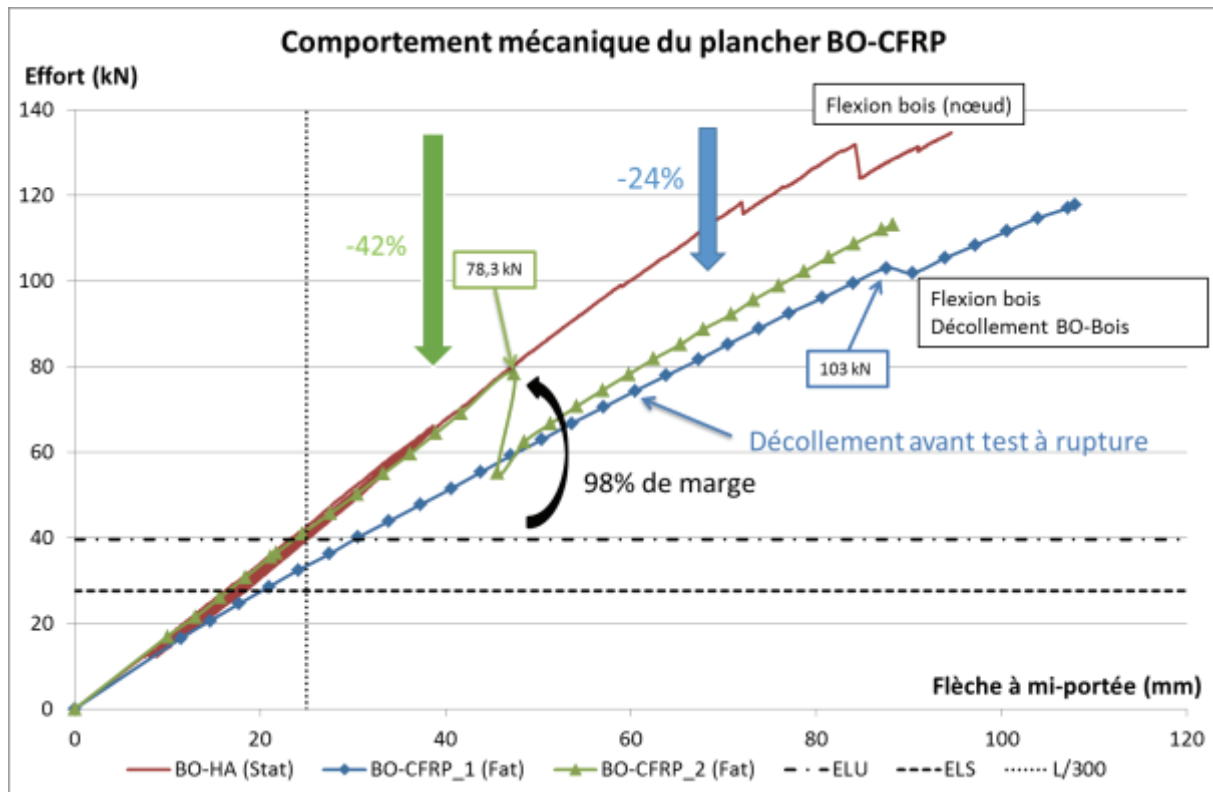


Figure X-15 : Courbe Charge-flèche des planchers hybrides BO-CFRP

PANNEAU		BO-CFRP_1		BO-CFRP_2		Rupture max moy
		1 ^{ère} rupture	Rupture max	1 ^{ère} rupture	Rupture max	
Force (kN)	Fatigue	103,0	117,7	78,3	113,2	115,4
	Statique	135,1				
	Ecart (%)	-24	-13	-42	-16	-15
	ELU	39,6				
	Ecart (%)	160	197	98	186	191

Tableau X-5 : Récapitulatif des efforts mesurés, essai de flexion du panneau BO-CFRP

Comme pour le plancher BO-HA, un décollement de la dalle a eu lieu lors des essais à rupture post-fatigue. Il faut tout de même signaler ici que le spécimen BO-CFRP_1 a rencontré un problème lors de sa mise en place pour l'essai de chargement cyclique. En effet, suite à une mauvaise manipulation, le plancher a été chargé plus que la charge maximale de fatigue de 20 kN et la dalle béton a commencé à se décoller. L'essai de fatigue a tout de même eu lieu avant l'essai de résistance résiduelle. Cela explique la différence flagrante de comportement entre les deux prototypes testés mais également le fait que lorsque le spécimen n°2 atteint 78,3 kN et qu'une chute de la charge a été enregistrée, les deux panneaux retrouvent un comportement similaire. En effet, la dalle béton du prototype BO-CFRP_2 s'est décollée à 78,3 kN. Deux phases distinctes sont visibles sur le plancher n°2, une première phase où le plancher se comporte exactement comme l'essai statique entre 0 et 78,3 kN

puis une deuxième phase à partir de cette charge où la dalle se décolle. Le plancher se comporte de la même manière que le plancher BO-CFRP_1 qui avait sa dalle déjà décollée. La charge à rupture post-fatigue est plus faible de 15% en moyenne que la charge maximale statique. Par rapport aux planchers BO-HA, la diminution de capacité portante est moins importante. Le comportement résiduel n'est pas similaire non plus surtout au niveau de la ruine. La rupture reste fragile pour ces planchers BO-CFRP.

Le premier incident sur ces panneaux laisse une marge de sécurité de 95% par rapport aux charges à l'ELU, avec une moyenne de 191% de marge, ce qui reste relativement important.

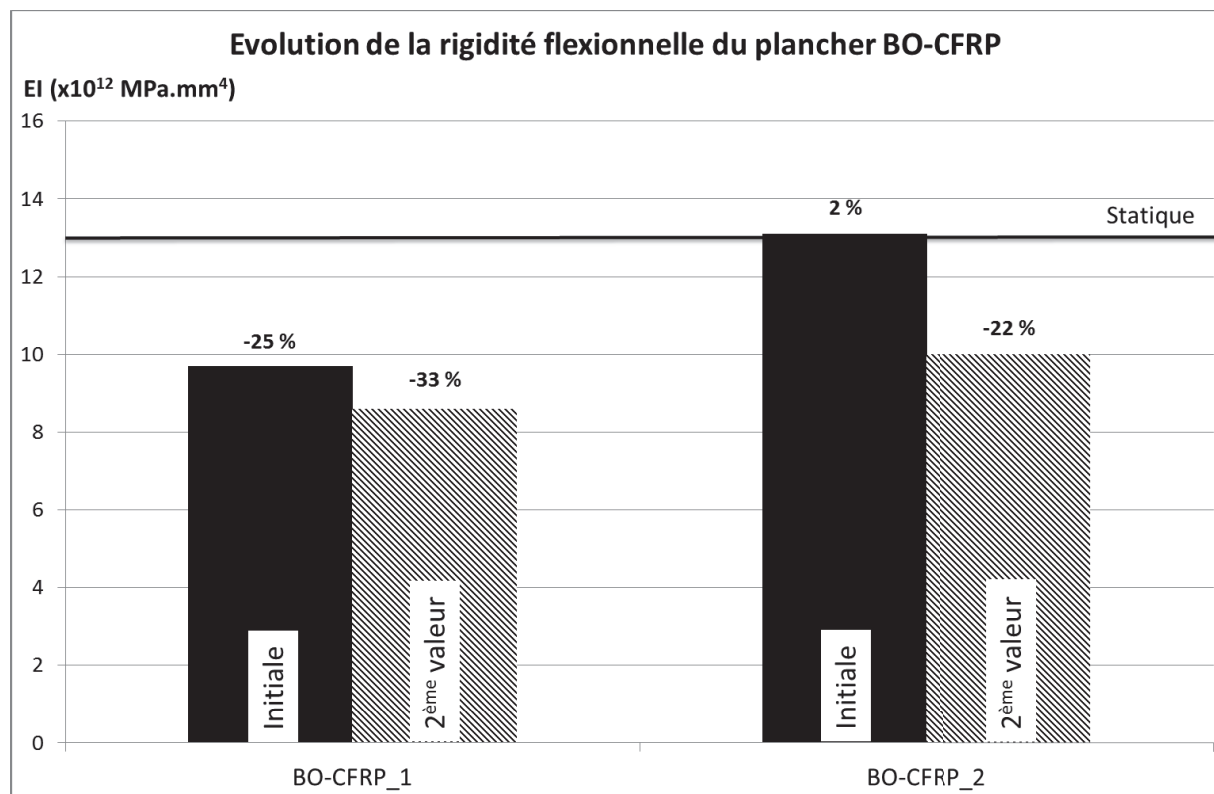


Figure X-16 : Rigidité flexionnelle résiduelle (BO-CFRP)

La Figure X-16 montre l'évolution de la rigidité résiduelle par rapport à la rigidité statique. Le spécimen 1 présente une perte initiale de 25% due au décollement prématuré puis cette perte s'accroît légèrement à 33% en fin de chargement. Le prototype 2 montre une rigidité identique à la rigidité pré-fatigue. Lorsque la dalle se désolidarise du module bois, la perte de rigidité (22%) est similaire à celle des planchers BO-HA et celle du spécimen BO-CFRP_1. Le décollement semble par conséquent entraîner une perte de rigidité de l'ordre de 20%.

Pour ce qui est des déplacements verticaux, la rigidité plus faible du panneau BO-CFRP_1 joue un rôle sur la flèche qui se retrouve augmentée par rapport à l'essai statique contrairement au spécimen n°2. En moyenne la flèche reste très proche avec seulement 3% d'écart et vis-à-vis de la flèche limite à l'ELS, la marge est de 27%. Le mode de ruine est identique aux planchers BO-HA avec un décollement de la dalle, inexistant lors des essais statiques, suivi d'une rupture en flexion du bois.

PANNEAU		BO-CFRP_1	BO-CFRP_2	Moyenne
Flèche à l'ELS (mm)	Fatigue	20,2	16,5	18,8
	Statique	17,8		
	Ecart (%)	13	-7	3
	Limite ELS	25		
	W_{fat}/W_{ELS_lim}	0,81	0,66	0,73
Mode de ruine	Fatigue	Flex. bois & Décol BO/Bois	Flex. bois & Décol BO/Bois	Flex. bois & Décol BO/Bois
	Statique	Flex. bois (BO-HA)		

Tableau X-6 : Flèches et mode de rupture des planchers BO-CFRP

X.3.3 Panneau BFUP-bois-acier – BFUP-HA

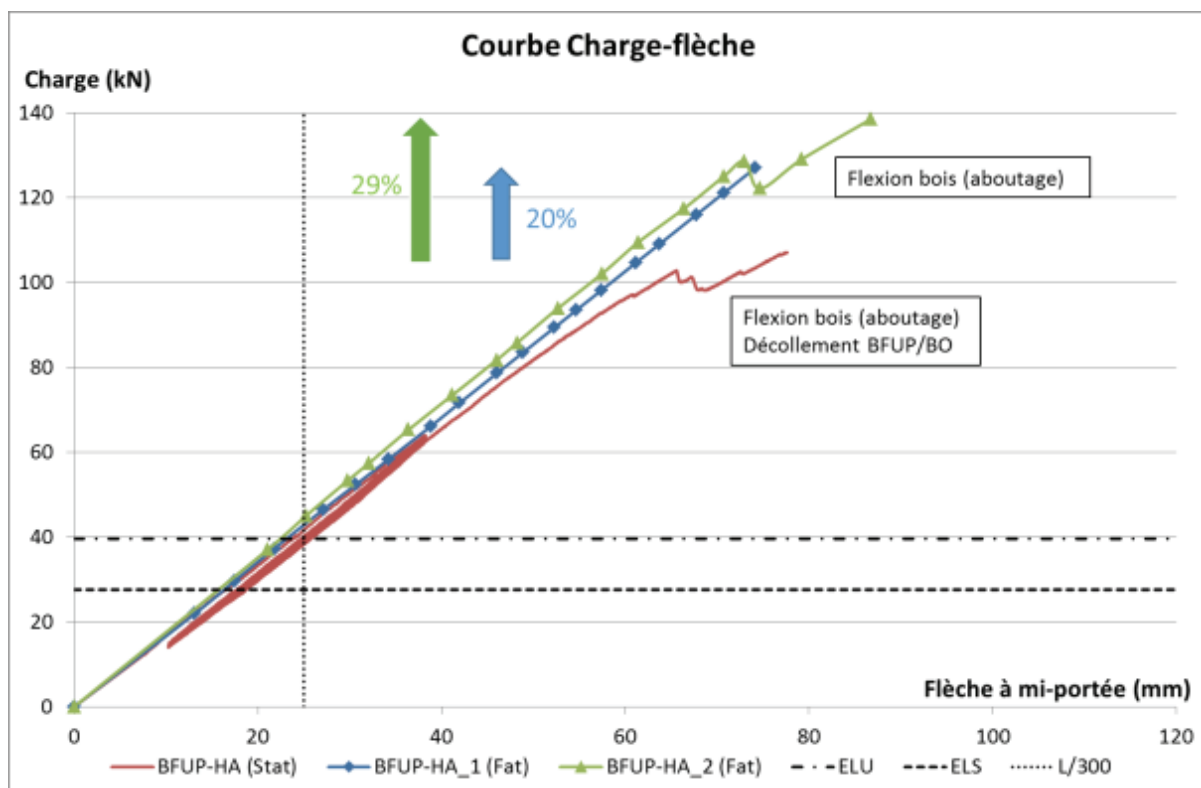


Figure X-17 : Comparatif entre le comportement mécanique initial et après les essais cycliques des panneaux BFUP-HA

Le dernier plancher présenté est la configuration BFUP-HA avec deux types de béton. Le comportement mécanique de ces planchers est représenté en Figure X-17 et le Tableau X-7 récapitule les valeurs importantes à retenir.

La première remarque en observant les résultats sur ces planchers est le gain de capacité portante. Après avoir subi un million de cycle, la force de rupture de ces panneaux est supérieure à celle des essais statiques. Attention tout de même à ce gain moyen de 24% de résistance puisque lors des essais pré-fatigue, un décollement à l'interface des deux types de bétons avait eu lieu donnant ainsi une résistance à la rupture moindre. Le deuxième point à noter est justement ce manque de décollement que ce soit à l'interface BO-BFUP ou BFUP-Bois. Contrairement aux autres panneaux, les

planchers BFUP-HA n'ont pas subi de dommages provoquant un décollement de la dalle béton. De plus la rigidité reste proche de la rigidité statique comme le montre la Figure X-18. La rigidité initiale se retrouve même bonifier entre 10 et 17%.

PANNEAU		BFUP-HA_1	BFUP-HA_2		Moyenne
		Rupture max	1ère rupture	Rupture max	
Force (kN)	Fatigue	127,3	129,5	138,5	132,9
	Statique	107,1			
	Ecart (%)	19	21	29	24
	ELU	39,6			
	Ecart (%)	221	227	250	236

Tableau X-7 : Récapitulatif des efforts lors des essais de flexion pour le panneau BFUP-HA

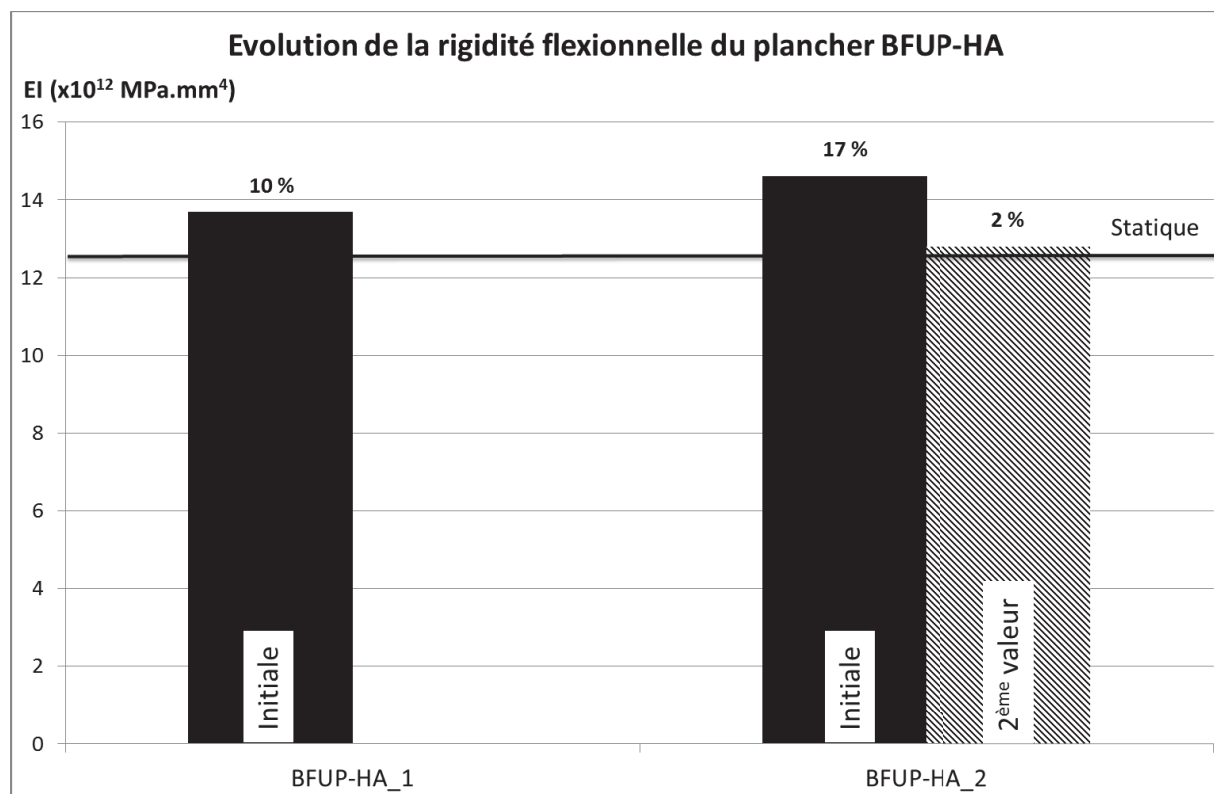


Figure X-18 : Rigidité flexionnelle post-fatigue des panneaux BFUP-HA

Cette bonification de résistance et de module est expliquée par le BFUP qui avec le temps améliore ses caractéristiques mécaniques. En effet, même après le coulage, l'hydratation du ciment continue et dans le cas des bétons fibrés, cette bonification a déjà été vue par d'autres auteurs.

Les déplacements observés aux états limites de services ainsi que les modes de ruine sont récapitulés dans le Tableau X-8. En comparaison avec les essais statiques, la flèche post-fatigue à l'ELS est moins importante d'environ 10%. Même si cet écart n'est pas très important, il est à mettre en relation avec le gain de rigidité initiale. La limite de flèche à l'ELS est toujours supérieure à celle obtenue expérimentalement. Ces planchers BFUP-HA montrent donc une réserve de déplacement de l'ordre de 34% avant d'atteindre la limite de flèche.

PANNEAU		BFUP-HA_1	BFUP-HA_2	Moyenne
Flèche à l'ELS (mm)	Fatigue	16,2	16,9	16,5
	Statique	18,3		
	Ecart (%)	-12	-8	-10
	Limite ELS	25		
	W_{fat}/W_{ELS_lim}	0,65	0,67	0,66
Mode de ruine	Fatigue	Flex. bois	Flex. bois	Flex. bois
	Statique	Flex bois & Décol BO-BFUP		

Tableau X-8 : Valeurs des déplacements obtenus pour le plancher BFUP-HA

Le mode de ruine est particulièrement intéressant pour cette configuration de panneau. Effectivement, contrairement aux planchers constitués exclusivement de béton ordinaire (BO), aucun décollement n'a été observé. Cela leur confère donc un avantage certain puisqu'aucun dommage n'a eu lieu suite à ces essais cycliques. De plus, même par rapport aux essais statiques, une amélioration est à remarquer. Un décollement entre les deux types de bétons avait été observé lors des essais pré-fatigue ce qui n'est plus le cas pour les essais après fatigue.

X.4 CONCLUSION SUR LES PLANCHERS CHARGES CYCLIQUEMENT

Les résultats sur les planchers testés en rupture après les essais cycliques montrent que suivant la configuration de panneaux expérimentés, différentes conclusions ressortent.

Les planchers à base de béton ordinaire, BO-HA et BO-CFRP, ont montré un double comportement. Dans une première phase, le comportement mécanique à rupture est identique entre les essais statiques et les essais post-cycliques. Mais dans une deuxième phase, suite à un décollement de la dalle BO, le comportement mécanique est diminué en termes de rigidité. En effet, des pertes de l'ordre de 20% ont été enregistrées sur la rigidité des panneaux après le décollement de la dalle béton. La capacité portante lors des essais résiduels est elle aussi impactée, une baisse moyenne de 15 à 34% est constatée sur ces planchers BO. Néanmoins, aucun problème n'est détecté pour des charges classiques des bâtiments de type bureaux selon les Eurocodes. En effet, aucune dégradation du comportement n'est constatée pour des charges inférieures à l'ELU puisque les premiers endommagements visibles interviennent après les charges ELU.

Les planchers BFUP-HA montrent un comportement mécanique résiduel similaire aux essais statiques. Des améliorations peuvent même être notées au niveau de la rigidité, entre 10 et 17%. La résistance ultime après les essais de fatigue est nettement supérieure à celle des essais statiques mais cela s'explique par une rupture prématurée lors des essais sur le comportement instantané. Effectivement, un décollement entre les parties BO et BFUP avait eu lieu. Lors des essais à rupture post-cyclique, aucun décollement ne s'est produit.

Finalement, en considérant les essais de fatigue, les planchers BO-HA et BO-CFRP ont réussi à résister au chargement imposé. Le comportement mécanique résiduel est identique dans un premier temps

puis un décollement à l'interface bois/béton fait chuter les caractéristiques mécaniques dans un second temps. Les panneaux hybrides BFUP-HA ont une réponse mécanique identique avant et après les essais cycliques. Aucune dégradation n'a été constatée. Ces conclusions nous amènent à privilégier l'utilisation ce type de plancher, BFUP-HA, dans le domaine de la construction par mesure de sécurité.

XI MODELISATION & CONFRONTATION DES RESULTATS

Les phénomènes différés provoquent des effets non-négligeables sur les structures. Ces phénomènes sont donc à prendre en considération lors de la conception des bâtiments pour éviter les problèmes sur le long terme. Parmi ces effets différés, le fluage est l'un des phénomènes les plus importants et dans cette partie, l'étude de ce phénomène sera intégrée dans la modélisation des planchers pour prédire la flèche à long terme. En intégrant le fluage dans les calculs, le but sera de déterminer la part due aux cycles. En effet, la flèche est décomposée suivant l'Equation XI-1 :

$$w_{fin} = w_{int} + w_{fl} + w_{fat} \quad \text{Equation XI-1}$$

où w_{fin} , w_{int} , w_{fl} et w_{fat} désignent respectivement la flèche finale, la flèche instantanée, la flèche due au fluage et la flèche due au cycle de fatigue.

XI.1 MODELISATION DU FLUAGE

Le fluage des matériaux est un phénomène bien connu en génie civil. Des lois théoriques permettent de modéliser ce phénomène sous la forme d'un coefficient de fluage (φ) à appliquer sur le module d'élasticité des matériaux pour obtenir un module effectif suivant la démarche suivante pour un matériau : la déformation finale est la somme de la déformation instantanée et de la déformation de fluage (Equation XI-2).

$$\begin{aligned} \varepsilon_{fin} &= \varepsilon_{int} + \varepsilon_{fl} && \text{Equation XI-2} \\ &= \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{E} \cdot \varphi \\ &= \frac{\sigma}{E} (1 + \varphi) \\ &= \frac{\sigma}{E_{eff}} \end{aligned}$$

Au final, le module effectif E_{eff} d'un matériau est défini par l'Equation XI-3 :

$$E_{eff} = \frac{E}{1 + \varphi} \quad \text{Equation XI-3}$$

XI.1.1 Coefficient de fluage des matériaux

Pour modéliser et intégrer le fluage dans un modèle analytique, il faut déterminer le coefficient de fluage de chaque matériau. En se basant sur les travaux de [Kong, 2015], les

coefficients de fluage des matériaux sont modélisés par l'Equation XI-4 à l'Equation XI-6 pour le bois, le béton ordinaire et le béton fibré ultra performant respectivement :

$$\varphi_{bois} = \left(\frac{t-t_i}{t_d}\right)^m + \varphi^\infty \left[1 - e^{-c \frac{2\Delta u \cdot (t-t_i)}{100\Delta t}}\right] \quad \text{Equation XI-4}$$

$$\varphi_{BO} = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{Equation XI-5}$$

$$\varphi_{BFUP} = K_{fl} \cdot \frac{(t-t_0)^\alpha}{(t-t_0)^{\alpha+\beta}} \quad \text{Equation XI-6}$$

Les différentes valeurs et descriptions des paramètres sont issues de la littérature ou de l'expérimentation et sont regroupées dans le Tableau XI-1 suivant :

Paramètre	Description	Valeur	Source
t-t _i	Durée de chargement	1 – 50 j	Expérimentation
Δu	Amplitude de l'humidité pendant Δt	0,6	
Δt	Période de chargement	50 j	
t _d	Coefficient bois	29500 j	[Kong, 2015]
m	Coefficient bois	0,21	
φ [∞]	Coefficient bois	0,7	
c	Paramètre matériau	2,5	
φ ₀	Coefficient béton BO	Equation B.2	Annexe B de l'EC2
β _c (t,t ₀)	Coefficient béton BO	Equation B.7	
K _{fl}	Coefficient béton BFUP	0,3	[Kong, 2015]
α	Coefficient béton BFUP	0,6	
β	Coefficient béton BFUP	10	
t	Temps	1 – 50 j	Expérimentation
t ₀	Age du béton lors du chargement	28 j	

Tableau XI-1 : Description des paramètres pour le calcul des coefficients de fluage

XI.1.2 Algorithme de calcul

Comme précédemment pour le modèle analytique du comportement statique, des paramètres de base sont définis en entrée comme la géométrie de la structure, la loi de comportement des matériaux, la durée et l'intensité du chargement. Avant de lancer le programme, quelques variables de calcul sont initialisées également telles que la position de l'axe neutre et la courbure initiale.

Pour chaque pas de temps, les modules effectifs sont calculés à l'aide des coefficients de fluage à l'aide de l'Equation XI-7 et la procédure de calcul est lancée. A partir de la courbure initiale, la déformation en partie supérieure de la section est déterminée (Equation XI-8) puis en utilisant cette déformation, la contrainte et la force de chaque sous-couche de la section sont calculées. A partir

des forces internes, si l'équilibre de la section n'est pas vérifié alors la position de l'axe neutre est incrémentée jusqu'à atteindre l'équilibre en vérifiant l'Equation XI-9.

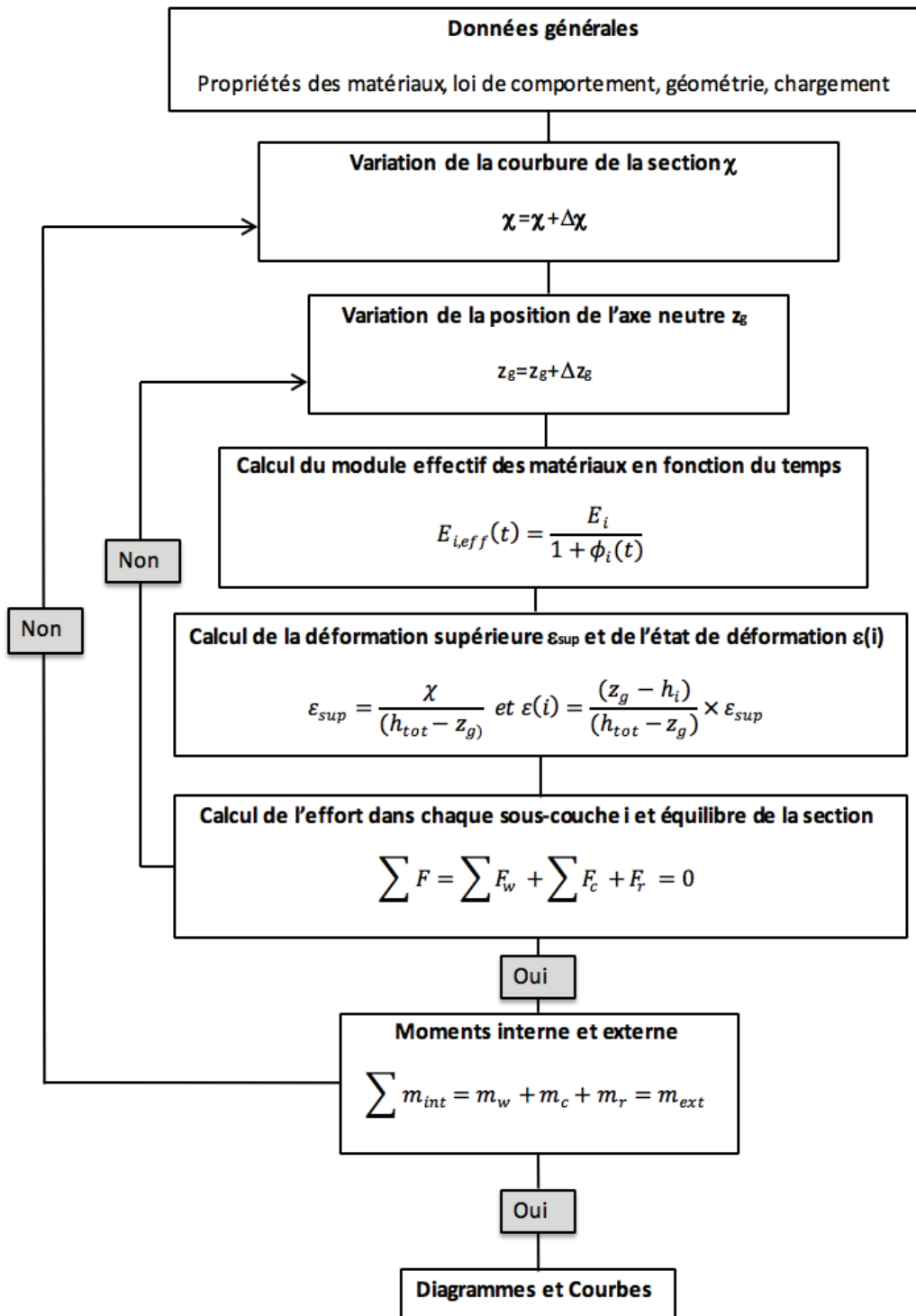


Figure XI-1 : Organigramme de calcul pour modéliser le fluage

Une fois la section équilibrée, une deuxième vérification est effectuée, la somme des moments internes doit être égale au moment extérieur (Equation XI-10). Si la somme des moments des forces internes n'équilibre pas le moment externe, alors la courbure est incrémentée et le calcul

recommence pour atteindre l'équilibre des forces. Dès que les moments internes et externes se compensent, la flèche est déterminée par l'Equation XI-11.

$$E_{i,eff}(t) = \frac{E_i}{1+\varphi_i(t)} \quad \text{Equation XI-7}$$

$$\varepsilon_{sup} = \frac{\chi}{h_{tot}-z_g} \quad \text{Equation XI-8}$$

$$\sum F = A_r E_r \varepsilon_r + \sum_{i=1}^{h_w} A_w E_{w,eff}(t) \varepsilon_w(i) + \sum_{i=h_w}^{h_{tot}} A_c E_{c,eff}(t) \varepsilon_c(i) = 0 \quad \text{Equation XI-9}$$

$$\sum m_{int}(t) = m_r + m_w(t) + m_c(t) = m_{ext} \quad \text{Equation XI-10}$$

$$w(t) = \frac{(3.L^2 - 4.a_t^2). \varphi}{24} \quad \text{Equation XI-11}$$

La Figure XI-1 récapitule les différentes étapes de calcul sous la forme d'un organigramme.

XI.2 DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA PART DUE AUX ESSAIS CYCLIQUES – FATIGUE

La modélisation intégrant maintenant les effets du fluage des matériaux, il est possible de prédire l'évolution de la flèche des planchers sous l'action de leur propre poids et de la charge minimale appliquée lors des essais cycliques. Les résultats de l'évolution de la flèche au cours du temps sont donc de nouveau présentés mais en faisant apparaître l'évolution théorique de la flèche due au fluage. Ainsi l'écart entre la modélisation et les valeurs empiriques doit correspondre à la flèche due aux phénomènes de fatigue.

Les planchers ont été mis en place quelques jours avant le lancement des essais. Or dès cette mise en place, les phénomènes différés de fluage ont débutés, c'est pourquoi les résultats des essais commencent à 5 jours.

XI.2.1 Plancher BO-HA

La Figure XI-2 présente l'évolution des flèches minimales théoriques en fluage et expérimentales enregistrées lors des essais cycliques. Une ou plusieurs modélisations ont été effectuées sous différentes charges de fluage pour chaque prototype de panneaux. Les charges utilisées dans le modèle proviennent de la moyenne de l'historique de chargement minimale. Si une variation du chargement a eu lieu, la charge modélisée est ajustée sur ce changement.

En analysant les courbes ainsi obtenues, il est possible de remarquer une bonne adéquation entre la modélisation de la flèche de fluage et la flèche expérimentale. En effet, pour le plancher BO-HA_1, les mesures se confondent avec la courbe en pointillé.

Le panneau n°2 comporte deux modélisations. La première « w_min_flu_2.1 » montre des résultats proches des mesures empiriques entre 5 et 35 jours pour une charge moyenne minimale de fluage de 3,9 kN, les deux dernières valeurs expérimentales s'en éloignant. La deuxième modélisation est

basée sur une charge de 4,7 kN qui correspond à la charge en fin d'essai pour les deux dernières valeurs enregistrées. En réajustant la charge de fluage à la charge réellement appliquée, les résultats sont de nouveau relativement proches entre la modélisation et les mesures.

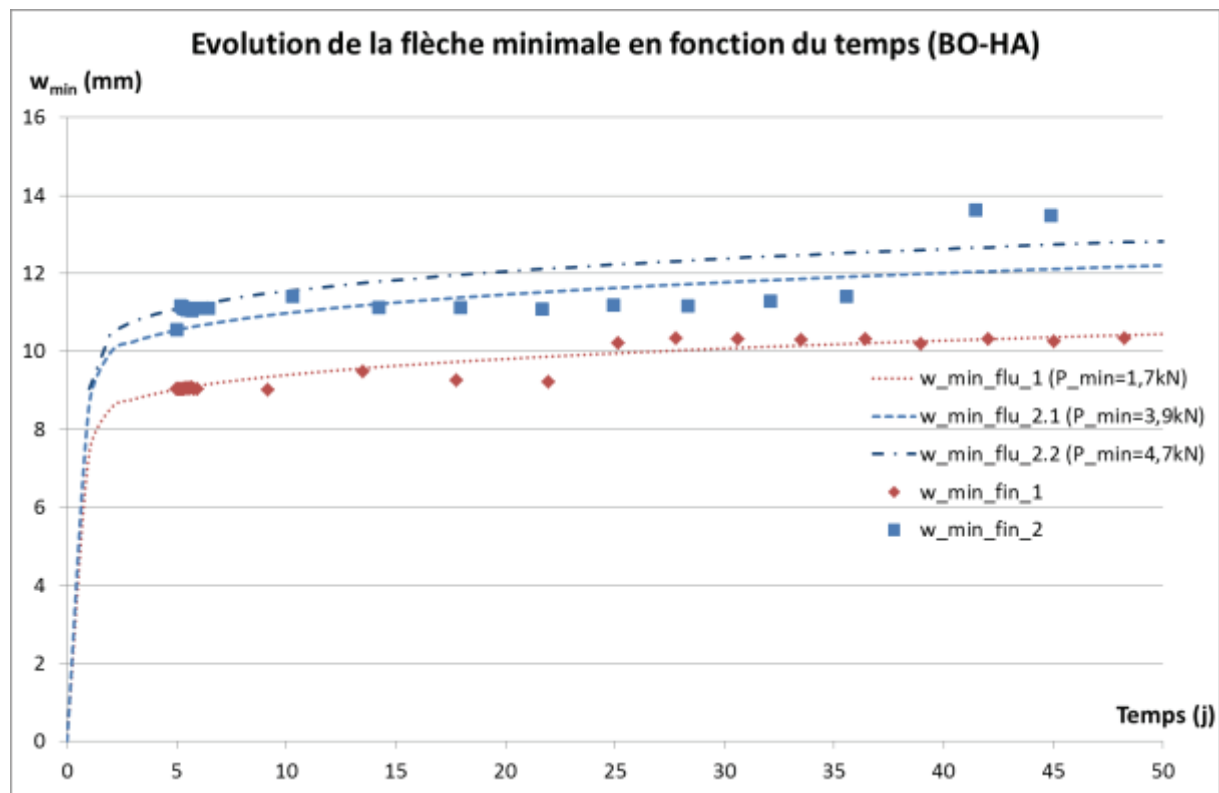


Figure XI-2 : Evolution de la flèche minimale de fluage et expérimentale lors des essais de fatigue des planchers BO-HA

Si pour les autres planchers, les résultats théoriques restent en adéquation avec les résultats expérimentaux cela voudrait dire que l'évolution de la flèche minimale lors des essais de fatigue est due exclusivement aux phénomènes de fluage et que par conséquent, les phénomènes cycliques n'auront pas eu d'impact sur les déplacements de la structure.

XI.2.2 Panneau BO-CFRP

Les résultats pour les planchers BO-CFRP sont exposés en Figure XI-3. Pour chaque spécimen, deux modélisations ont été effectuées pour respecter au mieux les forces de fluage.

Les déplacements expérimentaux pour le spécimen n°1 évoluent progressivement comme attendu. Par contre pour le plancher BO-CFRP_2, la flèche semble légèrement diminuer au cours du temps alors que celle-ci devrait augmenter sous l'effet du propre poids. En effet, même si la charge de fluage appliquée diminue alors des tests, elle ne représente au maximum que 22% du poids propre. Cette diminution reste tout de même très faible puisqu'entre la flèche initiale enregistrée et la flèche finale, l'écart n'est que de 6%. Comme pour les planchers BO-HA, les résultats empiriques des panneaux BO-CFRP sont très proches des modèles. Une différence maximale de 8% seulement est observée entre les valeurs théoriques et expérimentales. Ces observations ont tendance à confirmer

que les effets du chargement cyclique sont négligeables devant les phénomènes de fluage pour les planchers hybrides bois-béton étudiés.

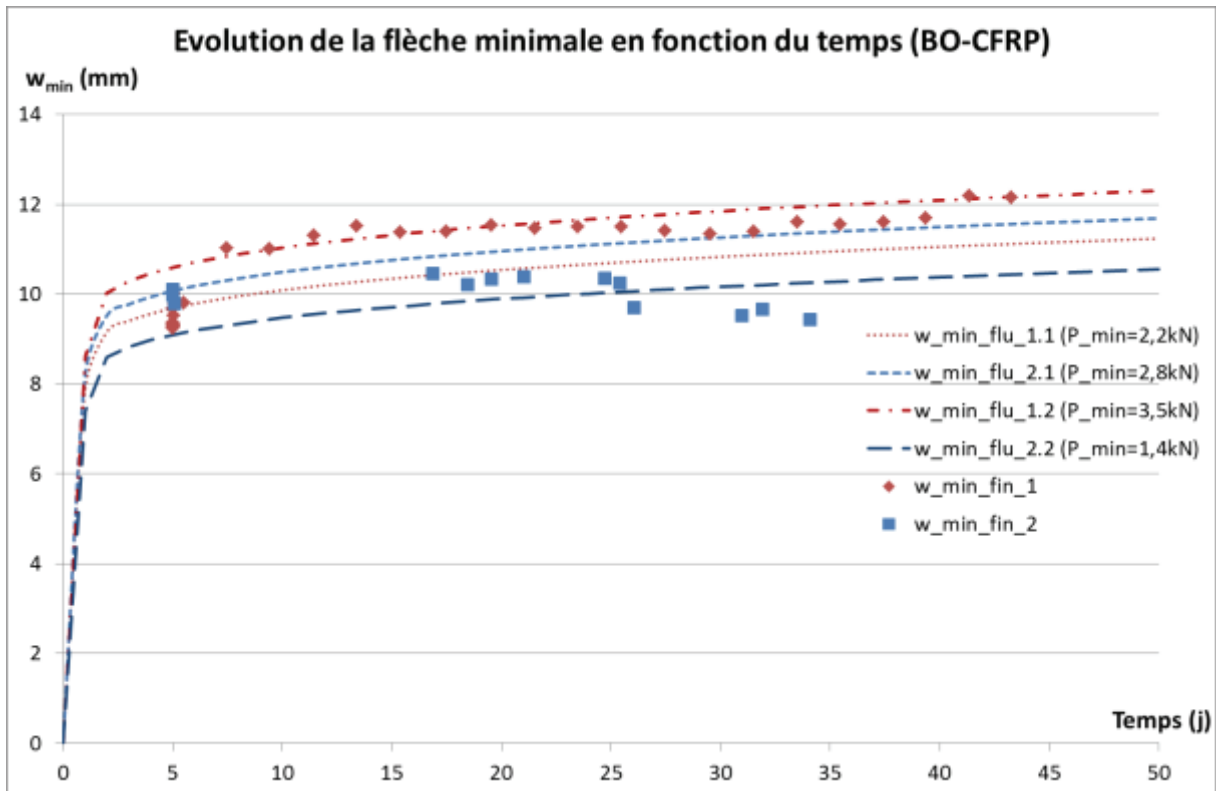


Figure XI-3 : Panneau BO-CFRP, évolution de la flèche minimale au cours du temps

XI.2.3 Plancher BFUP-HA

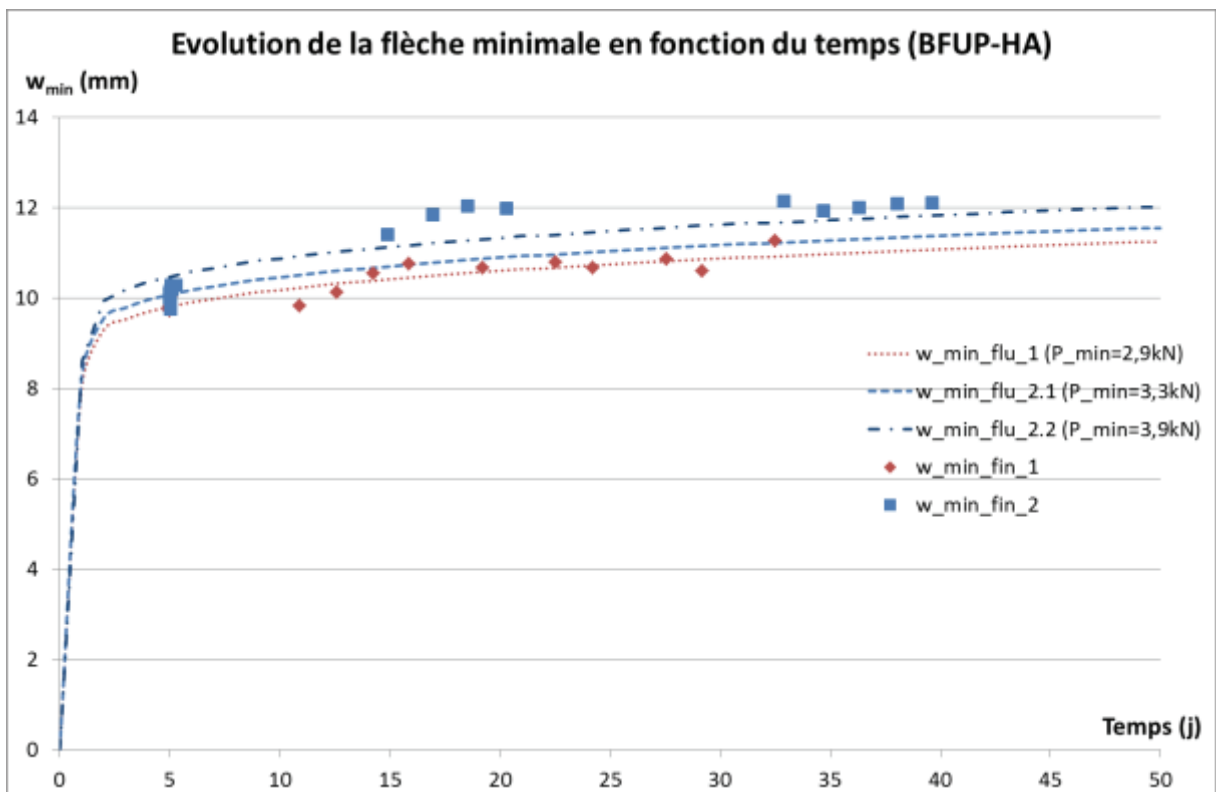


Figure XI-4 : Comparaison des déplacements théorique et empirique des planchers BFUP-HA

L'évolution de la flèche minimale au cours du temps pour les panneaux BFUP-HA est présentée en Figure XI-4. Les résultats sont concordants avec les observations faites sur les autres planchers étudiés. La flèche augmente progressivement au cours de l'essai et semble être gouvernée par les lois de fluage des matériaux. Le modèle reproduit convenablement l'évolution de la flèche avec une différence maximale de 6% avec les valeurs mesurées.

XI.2.4 Augmentation de la flèche

Pour continuer l'analyse sur l'évolution de la flèche, l'augmentation de la flèche entre la flèche initiale et finale a été calculée pour chaque configuration de plancher. Ainsi il est possible de quantifier l'évolution des déplacements lors des tests cycliques mais également de le comparer avec l'évolution de la flèche de fluage obtenue avec le modèle analytique. Le Tableau XI-2 récapitule les données mesurées lors des essais.

PANNEAU	BO-HA	BO-CFRP	BFUP-HA
Flèche ini (mm)	9,75	9,90	9,95
Flèche fin (mm)	11,95	10,80	11,70
Ecart (%)	23	9	18

Tableau XI-2 : Evolution de la flèche finale par rapport à la flèche initiale des planchers

Entre la flèche finale mesurée et la flèche initiale, il est possible de voir une évolution de l'ordre de 9 à 23% suivant la configuration de plancher.

XI.2.5 Conclusions préliminaires sur les essais cycliques

En modélisant les phénomènes de fluage subis par les planchers composites et en les comparant aux mesures expérimentales, il est possible de remarquer dans un premier temps que la flèche augmente au cours du temps pour tous les planchers à l'exception du panneau BO-CFRP_2. Cette augmentation progressive du déplacement vertical est logique lorsque le fluage des matériaux entre en jeu. Cependant, la modélisation de ces phénomènes différés semble correspondre aux données expérimentales laissant présager que seul le fluage est responsable de cette évolution. Cette observation est en confrontation avec l'hypothèse générale émise lors de l'analyse des essais cycliques comme quoi la flèche finale serait une combinaison de la flèche instantanée, de la flèche de fluage et de la flèche de fatigue. Ici il semblerait que la flèche due aux cycles soit négligeable devant les autres phénomènes et notamment le fluage bien que les efforts cycliques mis en jeu soient du même ordre de grandeur que le poids propre. Pour affiner ces essais et avoir un comparatif plus précis, il aurait été intéressant de réaliser des essais de fluage en parallèle des essais cycliques. Ainsi il aurait été possible de confronter la flèche expérimentale des essais de fluage des essais couplés cycle-fluage avec la flèche obtenue par la modélisation des phénomènes de fluage.

Enfin, une attention particulière est attirée sur le fait que les différentes observations et conclusions ont été menées sur deux échantillons de planchers pour chaque configuration. Un nombre plus conséquent d'échantillon permettrait de confirmer les résultats.

XI.3 ASPECTS REGLEMENTAIRES DES ESSAIS DE FATIGUE

L'aspect réglementaire sur la fatigue des structures est un point très important. Néanmoins, les vérifications sont fonction de la catégorie de la structure étudiée (pont, habitation, logement, ou entrepôt). En effet, le risque encouru suivant l'ouvrage construit n'est pas le même et la réglementation s'adapte suivant le cas.

Par exemple, les ouvrages routiers comme les ponts sont systématiquement étudiés sous chargement cyclique à cause du trafic routier permanent. Ce n'est pas le cas pour des bâtiments de type logement ou bureau, ce qui est le cas pour les structures HYBRIDAL. Des vérifications sont tout de même fournies par l'Eurocode 2 [CEN NF EN 1992-1-1, 1992] dans le paragraphe 6.8 pour le béton tandis que des recommandations sont données pour le BFUP dans [AFGC, 2013]. Pour le matériau bois, aucune vérification n'est demandée dans le cas de la construction de bâtiment.

XI.3.1 Eurocodes et recommandations réglementaires

Le paragraphe 6.8 de l'EC2 définit les règles à suivre pour les constructions de bâtiment. La vérification doit se faire séparément pour le béton et les armatures à l'ELU. Il convient de vérifier deux inéquations pour le béton :

$$E_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad \text{Equation XI-12}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq \begin{cases} 0,9 \text{ pour } f_{ck} \leq 50MPa \\ 0,8 \text{ pour } f_{ck} > 50MPa \end{cases} \quad \text{Equation XI-13}$$

Chacun des termes est défini dans la norme. Ainsi $E_{cd,max,equ}$ est le niveau maximal des contraintes de compression défini par l'Equation XI-14, R_{equ} est le rapport entre $E_{cd,min,equ}$ et $E_{cd,max,equ}$, $\sigma_{c,max}$ est la contrainte de compression maximale dans une fibre sous une combinaison fréquente de charge (positive en compression), $\sigma_{c,min}$ est la contrainte de compression minimale dans la même fibre que $\sigma_{c,max}$ avec $\sigma_{c,min}=0$ si la contrainte devient de la traction et enfin $f_{cd,fat}$ est la valeur de calcul de la résistance à la fatigue du béton définie par l'Equation XI-15.

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad \text{Equation XI-14}$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Equation XI-15}$$

avec $\sigma_{cd,max,equ}$ qui correspond à la borne inférieure de l'étendu de contrainte ultime pour 10^6 cycles, $\beta_{cc}(t_0)$ est le coefficient de résistance du béton lors de la première charge défini au paragraphe 3.1.2(6) de l'EC2, t_0 est la date de début du chargement cyclique en jour, k_1 est un coefficient égale à 0,85 pour $N=10^6$ cycles.

Pour les armatures, si elles sont sollicitées en traction, ce qui est le cas pour cette étude, il faut limiter l'étendue de contrainte à une valeur k_{1s} suivant l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_s \leq k_{1s} \quad \text{Equation XI-16}$$

La valeur de k_{1s} est définie par l'annexe nationale et vaut 100 MPa.

Pour le BFUP, des recommandations sont données dans la partie 2.4 et l'annexe 12 de l'AFGC sur les bétons fibrés. Il faut s'assurer que la contrainte de traction dans le BFUP soit inférieure à la résistance en traction élastique du matériau, autrement dit :

$$\sigma_{t,max} \leq f_{ctm,el} \quad \text{Equation XI-17}$$

Si c'est le cas, alors aucun dommage n'est subi par le BFUP lors des essais cycliques.

XI.3.2 Calcul des contraintes maximales dans la section

Afin de vérifier les sections d'après les règlements en vigueur, il faut déterminer pour chaque matériau, la contrainte maximale obtenue en compression ou traction ou bien l'étendue de contrainte. Les résultats obtenus sont regroupés dans le Tableau XI-3.

Le calcul des contraintes au sein de la section est effectué à l'aide de la formule de résistance des matériaux en flexion dans le domaine élastique :

$$\sigma = -\frac{M}{I} y \cdot n \quad \text{Equation XI-18}$$

où σ est la contrainte, M est le moment agissant, I est l'inertie homogénéisé du plancher par rapport aux caractéristiques du bois et y est la position de la fibre par rapport à l'axe neutre. Le coefficient n prend en compte le rapport des modules d'élasticité entre les matériaux bois et étudié. Pour obtenir les contraintes maximales, il faut utiliser la valeur maximale du moment agissant qui se produit à mi-portée selon l'Equation XI-19 avec la combinaison du poids propre et de la charge maximale des essais cycliques.

$$M_{max} = \frac{g \cdot L^2}{8} + \frac{P_{max}}{2} \cdot a_t \quad \text{Equation XI-19}$$

Dans la relation précédente, g est la valeur du poids propre du plancher (2,4 kN/ml), L est la portée, P_{max} est l'effort central maximal appliqué lors des essais cycliques de flexion 4 points (20 kN) et a_t est la distance entre le point d'application d'une des forces et le support (2,75 m).

Le moment minimal est calculé avec la charge P_{min} de 4 kN.

D'après ce tableau, il est possible d'en conclure que pour chaque matériau, les vérifications sont validées ce qui suggère que nos planchers sont capables de reprendre des efforts cycliques comme définis lors des tests sans que cela ne pose de problème de sécurité d'un point de vue matériau. Autrement dit, au niveau des résistances, les planchers hybrides bois-béton sont validés en fatigue bien que ces vérifications ne soient pas obligatoires pour des bâtiments de type logement ou bureau.

Paramètre	Equation	Valeur
BO		
$\sigma_{c,max}$	Equation XI-18	8,0
$\sigma_{c,min}$	Equation XI-18	4,0
$f_{cd,fat}$	Equation XI-15	24,8
$E_{cd,max,equ}$	Equation XI-14	0,322
$E_{cd,min,equ}$	-	0,162
R_{equ}	-	0,504
VERIF 1 BO	Equation XI-12	$0,322 \leq 0,573 \leq 0,9$
VERIF 2 BO	Equation XI-13	$0,625 \leq 1$
ARMATURE		
$\Delta\sigma_s$	1	69,6
k_{1s}	1	100
VERIF ARM	Equation XI-16	$69,6 \leq 100$
BFUP		
$\sigma_{t,max}$	Equation XI-18	1,5
$f_{ctm,el}$	-	9
VERIF BFUP	Equation XI-17	$1,5 \leq 9$

Tableau XI-3 : Calcul des contraintes dans chaque matériau des planchers et vérification à la fatigue

XI.4 DISCUSSION SUR LES RESULTATS CYCLIQUES

L'objectif de ces essais de fatigue était de caractériser le comportement mécanique des planchers sous chargement cyclique tout en intégrant les phénomènes de fluage. Le modèle analytique développé lors des analyses du comportement à court terme a donc été adapté pour intégrer l'endommagement subi par les matériaux soumis à leur propre poids (fluage). A l'aide de ce modèle et des résultats expérimentaux, le but était de suivre l'évolution de la flèche au cours du temps et des cycles afin de décomposer la part due aux phénomènes de fluage et la part due aux phénomènes de fatigue. En effet, en plus de l'endommagement induit par le fluage, un endommagement dû aux cycles de chargement-déchargement doit être pris en compte dans les calculs théoriques afin de prédire l'évolution des déplacements verticaux. Or d'après les résultats obtenus sur les planchers, l'évolution de la flèche est gouvernée par le fluage des matériaux et par conséquent, la fatigue ne joue pas de rôle défavorable et est négligeable. Pour expliquer pourquoi la fatigue peut devenir négligeable devant le fluage, la règle de Palmgreen-Miner peut apporter une réponse (Equation XI-20) :

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Equation XI-20

Avec D qui correspond à l'endommagement du matériau, n_i et N_i sont le nombre de cycle et le nombre de cycle à rupture sous la contrainte σ_i respectivement.

D'après cette règle, l'endommagement d'un matériau est une fonction cumulative. En utilisant les courbes de Wöhler, il est alors possible de déterminer l'endommagement de chaque matériau. Lors

des essais, les matériaux sont soumis à des contraintes relativement basses par rapport à leur résistance statique. En effet, en regardant le Tableau XI-4, il est possible de s'apercevoir que les taux de travail dans les matériaux varient entre 3 et 46%. Autrement dit les contraintes dans les matériaux sont relativement faibles par rapport à leur résistance théorique. Ces niveaux de contraintes ne sont donc probablement pas suffisants pour engendrer des dommages dans les matériaux. Pour rappel, les sollicitations de charge correspondent aux états limites de service, autrement dit des charges que le plancher pourrait subir au cours de sa vie. Encore une fois, les contraintes ne sont donc pas un critère dimensionnant pour nos planchers hybrides bois-béton mais bien les déplacements type flèche. Les contraintes dans les matériaux sont donc faibles et peut se poser la question de l'utilité du BFUP dans ce projet. En effet, un béton ordinaire est suffisant pour reprendre les charges. Cependant, lors des essais résiduels, les planchers sans BFUP ont montré des faiblesses avec des décollements de la dalle béton. En utilisant du BFUP, ce problème ne se pose pas car la connexion entre le module bois et béton est améliorée.

Il serait tout de même intéressant de tester les planchers avec des niveaux de chargement plus élevés qui solliciteraient d'avantage les matériaux. Ainsi des dommages pourraient provenir des essais de chargement-déchargement et il serait possible d'avoir une évolution de la flèche qui soit une combinaison de la fatigue, du fluage et de la réponse instantanée de la structure.

Matériau	Résistance f_i (MPa)	Contrainte max σ_{max} (MPa)	Rapport f_i/σ_{max} (%)
Bois	$f_t = 40$	7,9	20
BO	$f_c = 40$	7,0	18
	$f_t = 3,5$	1,6	46
BFUP	$f_c = 180$	4,6	3
	$f_t = 9$	2,2	24
HA	$f_t = 500$	129,7	26
CFRP	$f_t = 2200$	101,9	5

Tableau XI-4 : Taux de travail des matériaux lors des essais de fatigue avec f_t résistance en traction et f_c résistance en compression

CONCLUSION

Ce travail de thèse a été réalisé dans le cadre d'un projet coopératif entre plusieurs entreprises, HYBRIDAL. Le but est de développer des structures mixtes bois-béton qui combinent écologie, économie et innovation, et qui seront utilisées pour la réalisation de logements ou de bureaux dans le domaine de la construction. Dans une optique d'innovation, la liaison entre le bois et le béton est réalisée à l'aide de collage, une solution largement répandue dans des secteurs de pointe comme l'aéronautique et l'automobile mais peu utilisée dans la construction.

Tout d'abord, le travail a commencé par une revue bibliographique sur les matériaux et les systèmes hybride bois-béton. Ainsi il a été possible de comprendre les avantages et inconvénients du bois, du béton et des adhésifs, mais également d'étudier les liaisons de structures composites. En effet, la liaison bois-béton était à l'origine effectuée par des connecteurs locaux comme des clous ou des goujons. Par la suite, des connections améliorées ont vu le jour avec des systèmes continus qui permettaient de limiter la concentration de contrainte et donc d'augmenter la résistance et la rigidité de la structure mixte. Finalement, des études sur le collage ont montré que les colles structurales apportaient la meilleure rigidité à la connexion tout en améliorant la force à la rupture. L'état de l'art a aussi permis de découvrir les tests utilisés pour caractériser les structures hybrides et les études menées par les autres auteurs. La plupart des études sur les structures bois-béton se concentre sur des systèmes de liaison et sur les éléments routiers comme les tabliers de pont. Très peu d'études portent sur les constructions de logements ou de bureaux. Le travail de thèse s'est alors concentré sur la réalisation de porteurs horizontaux et l'étude des effets à long terme en combinant phénomènes de fluage et chargements cycliques.

Après cette première partie bibliographique, une analyse expérimentale du comportement mécanique instantané des structures hybrides a été effectuée. Cette étude a été divisée en trois grandes sous-parties. La première concerne l'étude des caractéristiques des matériaux tandis que la deuxième partie se concentre sur la caractérisation mécanique du système bois-béton avec une étude du joint de colle et une étude de porteurs horizontaux (poutres et planchers). Enfin un dernier volet s'est concentré sur la modélisation des structures bois-béton et la prédiction de leur comportement mécanique. Le joint de colle a été caractérisé à l'aide d'essais Push-out afin de déterminer la résistance au cisaillement. La caractérisation de la liaison bois-béton montre que deux processus de fabrication sont capables d'apporter une résistance mécanique importante et une rigidité élevée. La première méthode de fabrication est la méthode classique de collage, après préfabrication des éléments bois et béton, une couche de colle est disposée sur les surfaces avant la mise en contact et en pression du bois et du béton lors la réticulation de l'adhésif. Le deuxième

processus de fabrication est une innovation, le bois subit un traitement de surface qui consiste à déposer une couche de colle puis à saupoudrer de sable la couche fraîche de résine. La colle réticule ainsi et emprisonne les grains de sable. Le béton est coulé sur la nouvelle surface sablée du bois par la suite. Les résultats push-out des deux méthodes de fabrication sont similaires ce qui permet aux industriels d'avoir un choix technologique sur la méthode de fabrication. Cependant lors des essais sur poutres, il a été conclu que le collage bien qu'efficace apportait des contraintes de fabrication et demandait des compétences spécifiques pour la réalisation des prototypes. Par contre, le sablage du bois, permet de réaliser des poutres hybrides plus performantes que les poutres bois classiques, en augmentant d'une part la capacité portante de la structure de plus de 70% tout en améliorant sa rigidité d'autre part avec un gain supérieur à 85%. Cette liaison innovante a également été validée sur les planchers composites bois-béton qui ont montrés un comportement mécanique linéaire jusqu'à la rupture fragile. Lorsque les performances des planchers sont confrontées aux règlements Eurocodes, il est possible de constater que les panneaux hybrides présentent une marge de sécurité importante aux états limites ultimes d'environ 170 à 240% et aux états limites de services (30%). La modélisation des structures bois-béton en se basant sur la compatibilité des déformations de la section et les hypothèses de Navier sur la théorie des poutres permet d'obtenir le comportement mécanique instantané. Le modèle reproduit de manière correcte le comportement réel pour des charges classiques Eurocodes. Proche de la ruine des écarts entre modélisation et résultats empiriques peuvent atteindre 30% au maximum.

Pour terminer, le projet s'est concentré sur le comportement différé des porteurs horizontaux bois-béton. Ainsi les effets du fluage ont été inclus et une analyse de la réponse mécanique de planchers sollicités cycliquement a été proposée. Le but était de soumettre les panneaux à des charges classiques Eurocodes à l'ELS pendant un million de cycle et de suivre l'évolution de la flèche à travers le temps. Puis à l'aide d'un modèle, dissocier les phénomènes cycliques des effets de fluage pour quantifier l'impact du chargement cyclique. Les résultats obtenus ont permis de vérifier que la flèche augmentait avec le temps et au fur et à mesure des cycles. Lorsque cette évolution des déplacements a été confrontée au modèle intégrant le fluage, il a été constaté que les cycles de chargement-déchargement n'ont pas eu d'influence sur l'augmentation de la flèche. Les phénomènes de fluage ont donc gouverné le comportement mécanique différé. Pour comprendre pourquoi les cycles n'ont pas pris part à l'endommagement de la structure, une analyse des contraintes dans les matériaux a été réalisée. Il en résulte que les matériaux sont très peu sollicités par rapport à leur résistance respective théorique. Outre le cas du béton en traction qui est utilisé à 46%, le taux d'utilisation est compris entre 3 et 26% pour les autres matériaux. Du coup les matériaux sont sollicités dans leur domaine élastique linéaire et lorsqu'ils sont déchargés, ils retrouvent leurs caractéristiques initiales sans avoir subi de dégradations. Enfin après avoir été sollicité par des cycles de chargement, des

essais à rupture ont été menés sur ces planchers pour étudier leur comportement résiduel. Suivant la configuration de plancher testée, soit la réponse mécanique résiduelle est identique au comportement mécanique instantané, ce fut notamment le cas pour le plancher BFUP-HA, soit le comportement post-cycle est divisé en deux phases. La première phase est identique à la réponse instantanée tandis que la deuxième phase est caractérisée par un décollement de la table de compression béton qui amène donc une perte de rigidité aux panneaux et de capacité portante. Ce décollement fut observé sur les planchers avec une table de compression en béton ordinaire.

Pour éviter des problèmes de sécurité, il est donc fortement recommandé de préférer l'utilisation des planchers BFUP-HA qui semblent mieux s'adapter aux phénomènes différés. Même si les planchers ne devraient jamais subir des chargements aussi importants que ce soit en chargement statique ou en chargement cyclique et que par conséquent toutes les configurations de panneaux testées devraient se comporter de manière identique pour des charges de type bureau.

PERSPECTIVES

Ce projet innovant de structures bois-béton mérite de plus amples études sur plusieurs points qui sont détaillés ici dans cette dernière partie.

Premièrement au niveau de la modélisation, bien que la modélisation analytique apporte un niveau satisfaisant de prédiction du comportement statique, il serait intéressant d'utiliser les modèles à éléments finis. Une modélisation à EF sous CASTEM a été effectuée de manière succincte dans ce projet mais des approfondissements permettraient de comparer les deux types de modélisation et de vérifier les résultats obtenus. De plus, la modélisation en 3D du plancher serait à réaliser. Au niveau du modèle analytique, un critère de rupture du joint bois-béton pourrait être implémenté dans le code pour s'assurer que le flux de cisaillement ne dépasse pas les résultats théoriques obtenues lors des essais push-out.

Deuxièmement, le travail effectué et présenté dans ce mémoire s'est concentré sur les porteurs horizontaux exclusivement. Cependant, un travail sur les complexes de façade apporterait un plus sur la viabilité du projet en testant des nouvelles sollicitations comme la flexion composée. De même au niveau des liaisons entre plancher et façade. Pour rappel, un post-doctorat est en cours sur la problématique des liaisons entre porteur.

Troisièmement, un aspect très important dans le domaine de la construction bois n'a pas été traité encore dans ce projet de mixité bois-béton, les effets hydriques. En effet, les variations dimensionnelles du bois soumis à des taux d'humidité différents serait un point à éclaircir et permettrait d'utiliser cette technologie dans d'autres situations que des locaux en intérieur. Autrement dit, cela élargirait les conditions thermo-hydriques d'utilisation des structures HYBRIDAL.

Quatrièmement, des essais dynamiques du type sismiques ou vibratoires apporteraient d'avantage d'informations sur le comportement mécanique des structures composites. La tenue au choc fait également partie des pistes intéressantes à creuser pour valider de manière totalement sécuritaire ce projet.

Dernièrement, une campagne d'essai non destructif pourrait être mise en place pour apporter et approfondir les connaissances sur l'endommagement des structures sans que la structure atteigne la ruine. Que ce soit par les méthodes acoustiques ou vibratoires, une inspection de la structure par des méthodes alternatives non destructives apporterait un moyen de contrôle supplémentaire.

BIBLIOGRAPHIE

- Achache, H., Reffas, S., Sahli, A.*, 2015 "**Modélisation mécanique et analytique sur le comportement élastique dans un joint adhésif**". Presented at the 22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon
- ACI*, 2001 "**Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars**". Norm
- AFGC*, 2013 "**Bétons fibrés à ultra-hautes performances**". Recommandations. Edition révisée
- Ahmadi, B.H., Saka, M.P.*, 1993 "**Behavior of Composite Timber-Concrete Floors**" *J. Struct. Eng.* 119, 3111–3130. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:11(3111)
- Amijima, S., Fujii, T.*, 1987 "**A microcomputer program for stress analysis of adhesive-bonded joints**" *Int. J. Adhes. Adhes.* 7, 199–204. doi:10.1016/0143-7496(87)90023-6
- Andruet, R.H., Dillard, D.A., Holzer, S.M.*, 2001 "**Two- and three-dimensional geometrical nonlinear finite elements for analysis of adhesive joints**" *Int. J. Adhes. Adhes.* 21, 17–34. doi:10.1016/S0143-7496(00)00024-5
- Backelandt, A.*, 2005 "**Etude des mécanismes d'adhésion à l'interface résine / ciment en vue de la réparation des ouvrages de génie civil**". PhD, Université de Lyon, France
- Balogh, J., Fragiaco, M., Gutkowski, R.M., Fast, R.S.*, 2008 "**Influence of repeated and sustained loading on the performance of layered wood-concrete composite beams**" *J. Struct. Eng.* doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:3(430)
- Barquins, M.*, 2004 "**Le collage : un moyen ancestral, moderne et durable d'assemblage**", Available: <http://culturesciences.chimie.ens.fr/content/le-collage-un-moyen-ancestral-moderne-et-durable-dassemblage-article-741>
- Barrère, C., Dal Maso, F.*, 1997 "**Résines époxy réticulés par des polyamines : structure et propriétés**" *Rev. Inst. Fr. Pétrole* 52
- Bathon, L.A., Bletz, O.*, 2006 "**Long term performance of continuous wood-concrete-composite systems**". Presented at the 9th World Conference of Timber Engineering, USA
- Bathon, L.A., Clouston, P.*, 2004 "**Experimental and numerical results on semi prestressed wood-concrete composite floor systems for long span applications**". Presented at the 8th World Conference of Timber Engineering, Finland
- Bathon, L.A., Graf, M.*, 2000 "**A continuous wood-concrete-composite system**". Presented at the 6th World Conference of Timber Engineering, Canada
- Ben Mekki, O., Toutlemonde, F.*, 2011 "**Experimental Validation of a 10-m-Span Composite UHPFRC-Carbon Fibers-Timber Bridge Concept**" *J. Bridge Eng.* 16, 148–157. doi:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000114
- Ben Mekki, O., Toutlemonde, F., Caron, J.-F.*, 2007 "**Testing innovative aspects of a 10 m-span composite UHPFRC-carbon fibers-timber bridge**". Deliverable D3.4 + D3.5, New Road Construction Concepts (NR2C)
- Benitez, M.F.*, 2000 "**Development and testing of timber/concrete shear connectors**". Presented at the 6th World Conference on Timber Engineering, Canada
- Berthelot, J.M.*, 2013 "**Mécaniques des matériaux et structures composites**", Available: https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&ved=2ahUKewjG09O1_-zdAhVQKB0KHQEPDx4QFjABegQICRAC&url=http%3A%2F%2Fwww.compomecagrimp.com%2Fapp%2Fdownload%2F7816378%2FComposites%2BJean-Marie%2BBerthelot.pdf&usg=AOvVaw3VHmW3rA4UkRM-70BftJRG. ISMANS
- Billon, N.*, 2007 "**Comportement mécanique des polymères**", Matériaux pour l'ingénieur. P .d.l.éd Mines
- Bonfield, P.W., Ansell, M.P.*, 1991 "**Fatigue properties of wood in tension, compression and shear**" *J. Mater. Sci.* 26, 4765–4773. doi:10.1007/BF00612416

- Bourgeois, M., Sohier, L., Créac'hcadec, R., Cognard, J.Y.*, 2009 **"Etude du comportement d'une colle dans un assemblage : comparaison de différents essais"**. Presented at the 19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille
- Broughton, J.G., Hutchinson, A.R.*, 2001 **"Effect of timber moisture content on bonded-in rods"** *Constr. Build. Mater.* 15, 17–25
- Brühwiler, E., Denarié, E.*, 2008 **"Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete"**. Presented at the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Germany
- Brunner, M., Gerber, C.*, 2002 **"Composite decks of concrete glued to timber"**. Presented at the 7th World Conference of Timber Engineering, Malaysia
- Brunner, M., Romer, M., Schnüriger, M.*, 2006 **"Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process)"** *Mater. Struct.* 40, 119–126. doi:10.1617/s11527-006-9154-4
- Carvalho, E.P., Carrasco, E.V.M.*, 2010 **"Influence of test specimen on experimental characterization of timber–concrete composite joints"** *Constr. Build. Mater.* 24, 1313–1322. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.12.036
- Castagnetti, D., Dragoni, E.*, 2009 **"Standard finite element techniques for efficient stress analysis of adhesive joints"** *Int. J. Adhes. Adhes.* 29, 125–135. doi:10.1016/j.ijadhadh.2008.01.005
- Ceccotti, A., Fragiaco, M., Giordano, S.*, 2006 **"Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection"** *Mater. Struct.* 40, 15–25. doi:10.1617/s11527-006-9094-z
- CEN NF B 51-018*, 1988 **"Bois - Traction parallèle aux fibres - Détermination du module d'élasticité en traction parallèle au fil du bois de petites éprouvettes sans défaut"**. Norme
- CEN NF EN 335*, 2013 **"Durabilité du bois et des matériaux à base de bois - Classes d'emploi : définitions, application au bois massif et aux matériaux à base de bois"**. Norme
- CEN NF EN 542*, 2003 **"Adhésifs - Détermination de la masse volumique"**. Norme
- CEN NF EN 1992-1-1*, 1992 **"Eurocode 2 - Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments"**. Norme
- CEN NF EN 1995-1-1*, 1995 **"Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments"**. Norme
- CEN NF EN 12390-13*, 2014 **"Essais pour béton durci - Partie 13 : Détermination du module sécant d'élasticité en compression"**. Norme
- CEN NF EN 12614*, 2005 **"Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Méthodes d'essais - Détermination de la température de transition vitreuse des polymères"**. Norme
- CEN NF EN 14869-2*, 2004 **"Adhésifs structuraux - Détermination du comportement en cisaillement de collages structuraux - Partie 2 : méthode d'essai en traction sur éprouvette épaisse"**. Norme
- CEN NF EN ISO 527*, 1995 **"Plastiques - Détermination des propriétés en traction"**. Norme
- CEN NF EN ISO 604*, 2004 **"Plastiques - Détermination des propriétés en compression"**. Norme
- Chaouch, M.*, 2011 **"Effet de l'intensité du traitement sur la composition élémentaire et la durabilité du bois traité thermiquement : développement d'un marqueur de prédiction de résistance aux champignons basidiomycètes"**. PhD, Université Henri Poincaré, France
- Chataigner, S., Aubagnac, C., Quiertant, M., Benzarti, K.*, 2010 **"Essai de cisaillement à simple recouvrement pour caractériser l'adhérence de renforts composites collés sur substrat béton : Méthode d'essai"** Paris Lab. Cent. Ponts Chaussées, Méthode d'essai des LPC, n°72
- Chataigner, S., Flety, A., Aubagnac, C., Loulou, L., Caré, S., Roy, R.L.*, 2011 **"Transfert des efforts par collage structural entre bois et béton : utilisation d'un essai push-out pour le choix de l'adhésif"**. Presented at the GC 2011, p. 8
- Chien-Chang, L., Yee-Shown, L.*, 1993 **"A finite element model of single-lap adhesive joints"** *Int. J. Solids Struct.* 30, 1679–1692. doi:10.1016/0020-7683(93)90197-F

- CIMBETON, 2013 "Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre - Tome II". Document technique
- Cirad, 2012 "Epicéa". Fiche Technique des essences de bois
- Clorius, C.O., 2002 "Fatigue in wood: An investigation in tension perpendicular to the grain". PhD, Danmark Tekniske Universitet, Danmark
- Cognard, J., 2000 "Science et technologie du collage", Matériaux. 1ère édition, PPUR presses polytechniques
- Couvrat, P., 1990 "Le collage moderne". HERMES SCIENCE PUBLICATIONS / LAVOISIER
- Cruz, H., Custódio, J., 2006 "Thermal performance of epoxy adhesives in timber structural repair". Presented at the 9th World Conference on Timber Engineering - WCTE, USA
- Custódio, J., Broughton, J., Cruz, H., 2009 "A review of factors influencing the durability of structural bonded timber joints" Int. J. Adhes. Adhes. 29, 173–185. doi:10.1016/j.ijadhadh.2008.03.002
- Darque-Ceretti, E., Felder, E., 2003 "Adhésion et adhérence", Sciences et techniques de l'ingénieur. CNRS Editions
- De Castro San Roman, J., 2005 "System ductility and redundancy of FRP structures with bonded joints". PhD, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse
- Demarkles, L.R., 1955 "Investigation of the use of a rubber analog in the study of stress distribution in riveted and cemented joints". Technical note 3413, Massachusetts Institute of Technology, Washington
- Destro, R., Boscato, G., Mazzali, U., Russo, S., Peron, F., Romagnoni, P., 2015 "Structural and thermal behaviour of a timber-concrete prefabricated composite wall system" Energy Procedia, 6th International Building Physics Conference, IBPC 2015 78, 2730–2735. doi:10.1016/j.egypro.2015.11.614
- Dierter, G.E., 1961 "Mechanical metallurgy". McGraw-Hill Book Company
- Ed, D., Hasselqvist, F., 2011 "Timber compression strength perpendicular to the grain – testing of glulam beams with and without reinforcement". TVBK - 5209, Department of structural engineering, Suède
- Ferrier, E., Agbossou, A., Michel, L., 2014 "Mechanical behaviour of ultra-high-performance fibrous-concrete wood panels reinforced by FRP bars" Compos. Part B Eng. 60, 663–672. doi:10.1016/j.compositesb.2014.01.014
- Ferrier, E., Labossière, P., Neale, K.W., 2012 "Modelling the bending behaviour of a new hybrid glulam beam reinforced with FRP and ultra-high-performance concrete" Appl. Math. Model. 36, 3883–3902. doi:10.1016/j.apm.2011.11.062
- Ferrier, E., Michel, L., Jurkiewicz, B., Hamelin, P., 2011 "Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures" Constr. Build. Mater. 25, 461–467
- Fiorelli, J., Dias, A., 2003 "Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber" Mater. Res. 6. doi:10.1590/S1516-14392003000200014
- Fragiacomo, M., Lukaszewska, E., 2013 "Time-dependent behaviour of timber-concrete composite floors with prefabricated concrete slabs" Eng. Struct. 52, 687–696. doi:10.1016/j.engstruct.2013.03.031
- François, D., 2004 "Endommagement et rupture des matériaux", Sciences des matériaux. EDP sciences
- Gasparik, M., Gaff, M., 2015 "The influence of cyclic stress on the attenuation rate of deflection of solid wood and laminated wood" Wood Res. 60 (3), 351–358
- Gelfi, P., Giuriani, E., 1999 "Behaviour of stud connectors in wood-concrete composite beams", in: Structural Studies, Repair and Maintenance of Historical Buildings VI": Proceedings of the Sixth International Conference, WIT Press. Presented at the Transactions on the Built Environment, Wit Press, Germany, pp. 565–578. doi:10.2495/STR990551
- Gonçalves, J.P.M., de Moura, M.F.S.F., de Castro, P.M.S.T., 2002 "A three-dimensional finite element model for stress analysis of adhesive joints" Int. J. Adhes. Adhes. 22, 357–365. doi:10.1016/S0143-7496(02)00015-5

- Gong, M., Smith, I., 2000 "Failure mechanism of softwood under low-cycle fatigue load in compression parallel to grain" Available: <http://timber.ce.wsu.edu/Resources/papers/7-6-5.pdf>
- Granger, S., 2006 "Caractérisation expérimentale du phénomène d'auto-cicatrisation des fissures dans les bétons". Presented at the XXIV e Rencontres Universitaires de Génie Civil, France
- Guo, N., Chen, H., Zhang, P., Zuo, H., 2016 "The research of parallel to the grain compression performance test of laminated glued bamboo-wood composites" *Teh. Vjesn.* 23, 129–135. doi:10.17559/TV-20160108190015
- Haiman, M., Turcic, N., 2013 "Timber-Lightweight Aggregate Composite Floor Structure", in: Pinto, A.M.P., Pouzada, A.S. (Eds.), *Advanced Materials Forum Vi*, Pts 1 and 2. Trans Tech Publications Ltd, Stafa-Zurich, pp. 486–491
- Hart-Smith, L.J., 1973 "Adhesive-bonded double-lap joints". Rapport Technique
- Hefferman, P.J., 1997 "Fatigue behaviour of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates". PhD, Royal Military College of Canada, Canada
- Houhou, N., 2012 "Durabilité des interfaces collées béton/renforts composites : développement d'une méthodologie d'étude basée sur un dispositif de fluage innovant conçu pour être couplé à un vieillissement hygrothermique". PhD, Université Paris-Est, France
- Jacobsen, S., Marchand, J., Hornain, H., 1995 "Sem observations of the microstructure of frost deteriorated and self-healed concretes" *Cem. Concr. Res.* 25, 1781–1790. doi:10.1016/0008-8846(95)00174-3
- Karaouni, H., 2001 "Nouveaux outils pour la conception fiable des structures". PhD, Ecole Polytechnique, France
- Kirsch, F., 1998 "Fatigue-fluage du bois". PhD, Université de Metz, France
- Kong, K., 2015 "Comportement au fluage de poutres hétérogènes Bois-BFUP assemblées par collage". PhD, Université de Lyon, France
- Kong, K., Ferrier, E., Michel, L., Agbossou, A., 2015 "Experimental and analytical study of the mechanical behavior of heterogeneous glulam-UHPFRC beams assembled by bonding: Short- and long-term investigations" *Constr. Build. Mater.* 100, 136–148. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.09.022
- Le Roy, R., Pham, H.S., Foret, G., 2009 "New wood composite bridges" *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 13, 1125–1139. doi:10.1080/19648189.2009.9693178
- Loulou, L., 2013 "Durabilité d'un assemblage mixte bois-béton collé sous chargement hydrique". PhD, Université Paris-Est, France
- Lukaszewska, E., Fragiaco, M., Johnsson, H., 2010 "Laboratory tests and numerical analyses of prefabricated timber-concrete composite floors" *J. Struct. Eng.* 136
- Lukaszewska, E., Johnsson, H., Fragiaco, M., 2008 "Performance of connections for prefabricated timber-concrete composite floors" *Mater. Struct.* 41, 1533–1550. doi:10.1617/s11527-007-9346-6
- Matte, V., Moranville, M., 1999 "Durability of reactive powder composites: influence of silica fume on the leaching properties of very low water/binder pastes" *Cem. Concr. Compos.* 21, 1–9. doi:10.1016/S0958-9465(98)00025-0
- Meaud, C., 2012 "Analyse multi-échelle des connexions par collage : application aux éléments structuraux multimatériaux fléchis". PhD, Université de Lyon, France
- Miotto, J.L., Dias, A.A., 2015 "Structural efficiency of full-scale timber-concrete composite beams strengthened with fiberglass reinforced polymer" *Compos. Struct.* 128, 145–154. doi:10.1016/j.compstruct.2015.03.054
- Miotto, J.L., Dias, A.A., 2012 "Evaluation of perforated steel plates as connection in glulam-concrete composite structures" *Constr. Build. Mater.* 28, 216–223. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.08.045
- Miotto, J.L., Dias, A.A., 2011 "Glulam-concrete Composites: Experimental Investigation into the Connection System" *Mater. Res.* 14, 53–59. doi:10.1590/S1516-14392011005000002

- Monteiro, S. r. s., Dias, A. m. p. g., Negrão, J. h. j. o., 2013 "Assessment of Timber–Concrete Connections Made with Glued Notches: Test Set-Up and Numerical Modeling" *Exp. Tech.* 37, 50–65. doi:10.1111/j.1747-1567.2011.00804.x
- Nageswara Rao, B., Sadasiva Rao, Y.V.K., Yadagiri, S., 1982 "Analysis of composite bonded joints" *Fibre Sci. Technol.* 17, 77–90. doi:10.1016/0015-0568(82)90037-9
- Navi, P., Heger, F., 2005 "Comportement thermo-hydrromécanique du bois". PPUR presses polytechniques
- Negrão, J.H.J. de O., Oliveira, F.M.M. de, Oliveira, C.A.L. de, Cachim, P.B., 2010 "Glued Composite Timber-Concrete Beams.II: Analysis and Tests of Beam Specimens" *J. Struct. Eng.* 136, 1246–1254. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000251
- Neville, A.M., 2011 "Properties of concrete". 5th edition
- Nguyen, H.T., Kim, S.E., 2009 "Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors" *J. Constr. Steel Res.* 65, 1909–1920. doi:10.1016/j.jcsr.2009.06.010
- Nguyen Trung, V.A., 2010 "Multi renforcement du bois lamellé collé - étude théorique et expérimentale". PhD, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France
- Nielsen, L.F., 2000 "Lifetime and residual strength of wood subjected to static and variable load. Part I: Introduction and analysis" *Holz Als Roh- Werkst.* 58, 81–90. doi:10.1007/s001070050391
- Ozelton, E., Baird, J., 2006 "Timber Designers' Manual". Third edition, Blackwell science
- Parmentier, B., Pollet, V., Zarmati, G., 2009 "Le retrait empêché du béton. Prédiction selon l'Eurocode 2 et maîtrise via les techniques d'exécution", CT Gros Oeuvre, Dossier CSTB
- Paroissien, E., 2006 "Contribution aux assemblages hybrides (boulonnés/collés) - Application aux jonctions aéronautiques". PhD, Université Paul Sabatier - Toulouse III, France
- Perrot, Y., 2006 "Influence des propriétés de la matrice sur le comportement mécanique de matériaux composites verre/polyester utilisés en construction navale de plaisance - Cas des résines polyester limitant les émissions de styrène". PhD, Université de Bretagne Sud, France
- Pham, H.S., 2007 "Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes". PhD, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France
- Pizzi, A., Mittal, K.L., 2003 "Handbook of Adhesive Technology, Revised and Expanded". 2nd edition, CRC Press
- Pozza, L., Scotta, R., Polastri, A., Ceccotti, A., 2012 "Seismic behaviour of wood-concrete frame shear- wall system and comparison with code provisions". Presented at the Meeting 45 of the Working Commission W18 - Timber Structures, Suède
- Proulx, F., 2013 "Etude expérimentale des poutres en bois lamellé-collé renforcées de béton fibré à ultra-haute performance et de barres de polymère renforcé de fibres". PhD, Université de Sherbrooke, Canada
- Reinhardt, H.-W., Jooss, M., 2003 "Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width" *Cem. Concr. Res.* 33, 981–985. doi:10.1016/S0008-8846(02)01099-2
- Sasaki, Y., Yamasaki, M., 2002 "Fatigue Strength of Wood Under Pulsating Tension-Torsion Combined Loading" *Wood Fiber Sci.* 34, 508–515
- Sasaki, Y., Yamasaki, M., Akita, F., 2007 "Fatigue Behavior in Wood Under Pulsating Compression-Torsion-Combined-Loading" *Wood Fiber Sci.* 39, 336–344
- Schäfers, M., Seim, W., 2011 "Investigation on bonding between timber and ultra-high performance concrete (UHPC)" *Constr. Build. Mater.* 25, 3078–3088. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.12.060
- Setra, 2006 "Les ponts en bois - Comment assurer leur durabilité - DT4048". Document technique
- Si Larbi, A., Ferrier, E., Jurkiewicz, B., Hamelin, P., 2007 "Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding" *Eng. Struct.* 29, 1034–1042. doi:10.1016/j.engstruct.2006.06.015
- Spasojević, A., 2008 "Structural Implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design". PhD, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse

- Tout, F.*, 2014 "**Etude expérimentale des éléments structuraux multi-matériaux collés sollicités en flexion : effet du fluage, fatigue et durabilité**". PhD, Université de Lyon, France
- Tsai, K.T., Ansell, M.P.*, 1990 "**The fatigue properties of wood in flexure**" *J. Mater. Sci.* 25, 865–878. doi:10.1007/BF03372174
- Villeneuve, J.-J.*, 2005 "**Assemblage par collage**", Techn.et Ingénierie. Dunod
- Weaver, C.A.*, 2002 "**Behavior of FRP-Reinforced glulam-concrete composite bridge girders**". PhD, University of Maine, Orono
- Wheeler, A.S., Hutchinson, A.R.*, 1998 "**Resin repairs to timber structures**" *Int. J. Adhes. Adhes.* 18, 1–13. doi:10.1016/S0143-7496(97)00060-2
- Wingfield, J.R.J.*, 1993 "**Treatment of composite surfaces for adhesive bonding**" *Int. J. Adhes. Adhes.* 13, 151–156. doi:10.1016/0143-7496(93)90036-9
- Wu, Z.Y.*, 2004 "**Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue**". PhD, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France
- Yeoh, D., Fragiaco, M., Carradine, D.*, 2013 "**Fatigue behaviour of timber–concrete composite connections and floor beams**" *Eng. Struct.* 56, 2240–2248. doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.042
- Youssef, G., Loulou, L., Chataigner, S., Caré, S., Flety, A., Le Roy, R., Bornert, M., Aubagnac, C.*, 2014 "**Analysis of the behaviour of a bonded joint between laminated wood and ultra high performance fibre reinforced concrete using push-out test**" *Constr. Build. Mater.* 53, 381–391. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.10.074
- Zamorowski, W.*, 1985 "**The phenomenon of self-regeneration of concrete**" *Int. J. Cem. Compos. Lightweight Concr.* 7, 199–201. doi:10.1016/0262-5075(85)90008-9

ANNEXES

ANNEXE 1 : FORMULATION DU BFUP



Lafarge Ciments
Gérard Molinés
95 Rue du Montmurier
38291 Saint Quentin Fallavier

Formulation du 17 mars 2010

Tél : 04 . 74 . 82 . 80 . 14
Fax : 04 . 74 . 82 . 80 . 00
Mob: 06 . 77 . 06 . 45 . 72

Jousselin - Médiathèque d' Evry Formulation Grise G2 fibres métalliques			
	Accélérateur Ductal® A2		
	0%	1%	2%
Prémix gris G2	2178 kg	2171 kg	2163 kg
Eau	135,8 litres	129,7 litres	123,7 litres
Adjuvant : Ductal® F2	29,8 kg (28,4 litres)	29,7 kg (28,3 litres)	29,6 kg (28,2 litres)
Accélérateur Ductal® A2	0	13 kg (8,96 litres)	25,9 kg (17,9 litres)
Fibres Métalliques à 2,11% en vol	160 kg	159,4 kg	158,9 kg
Volume	1000 litres	1000 litres	1000 litres

Protocole de malaxage	
Introduire le prémix dans le malaxeur avec les pigments (éventuellement) homogénéiser quelques minutes	
Temps minutes	Actions
0 à 1	Ajout de l'eau + 1/2 du fluidifiant Ductal® F2
1 à 7'	Mélange
7' à 7'30"	Verser la 1/2 de l'adjuvant
7'30" à 10'	Mélange
10' à 13'	Ajout des fibres
13' à 13' 30"	Ajout de l'accélérateur
13' à 17'	Mélange
17'	Vidange
<p>Cette procédure est donnée à titre indicatif, il faudra la valider avec le malaxeur retenu pour la fabrication Le temps de remplissage des moules ne devra pas excéder une heure</p>	

ANNEXE 2 : PROFIL DE DEFORMATION DES POUTRES ET PLANCHERS

Cette annexe 2 présente les différents profils de déformations obtenus pour les poutres C, D, E, B-HA et BO-CFRP.

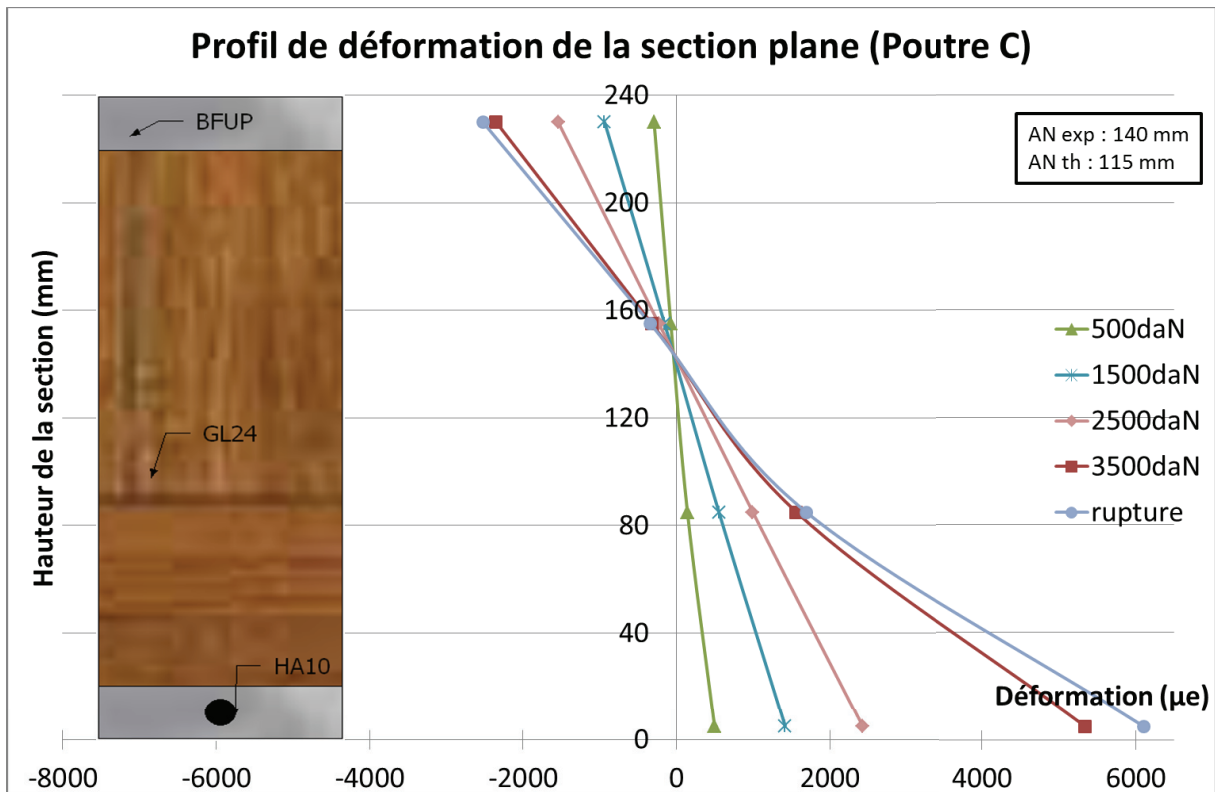


Fig. 1 : Poutre C - collage en partie supérieure et inférieure de la poutre

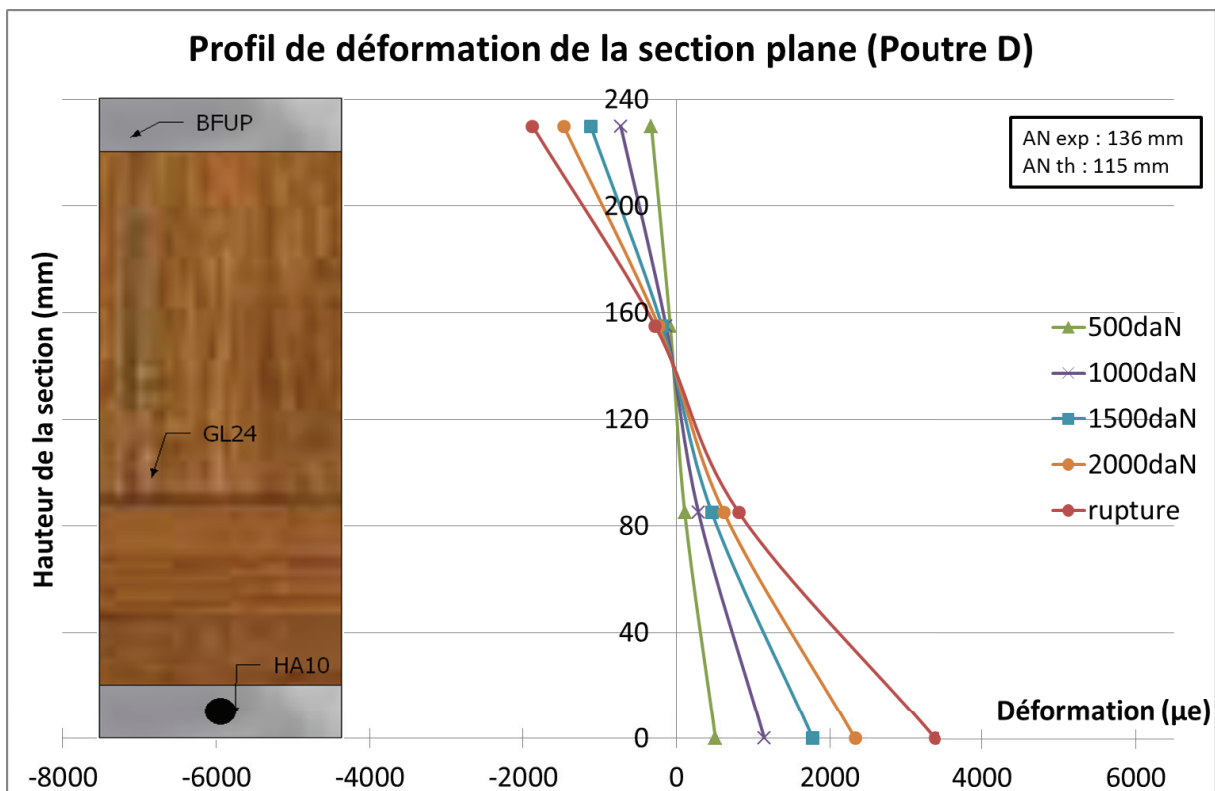


Fig. 2 : Poutre D - sablage en partie supérieure et collage en partie inférieure

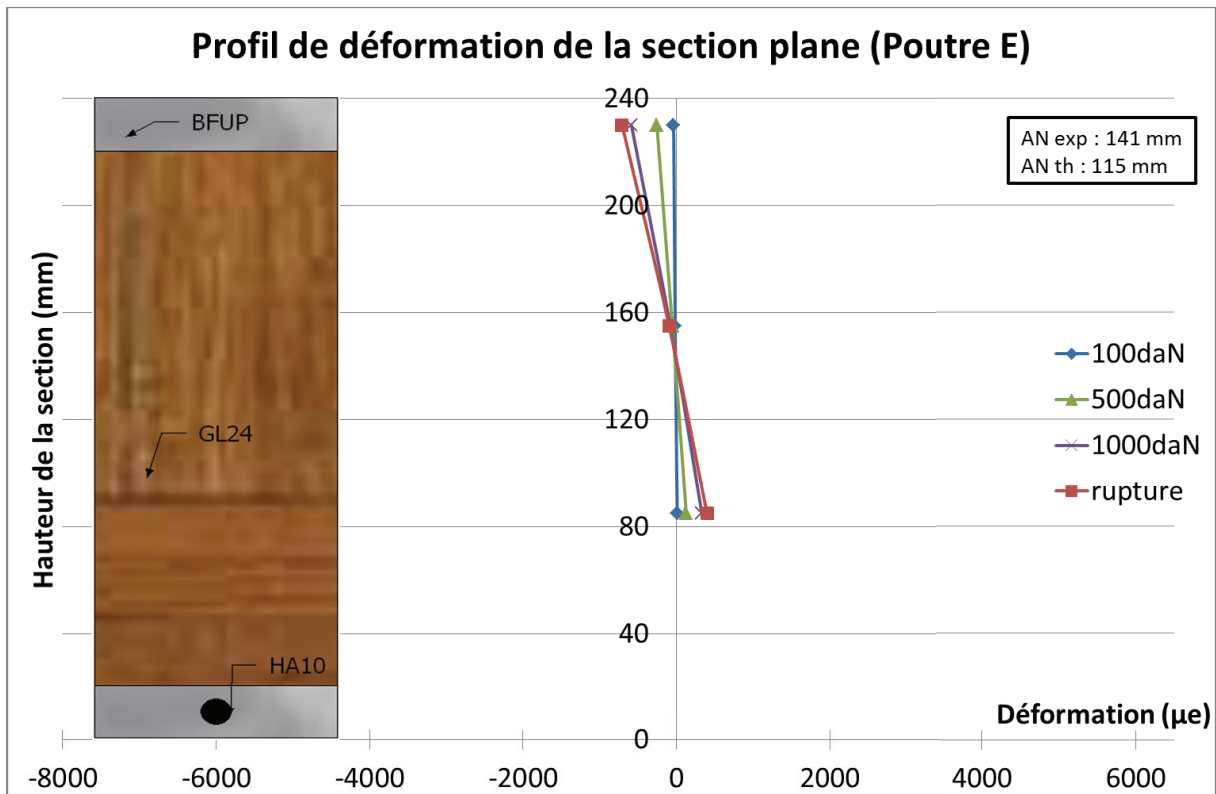


Fig. 3 : Poutre E - collage du BFUP en partie supérieure et inférieure

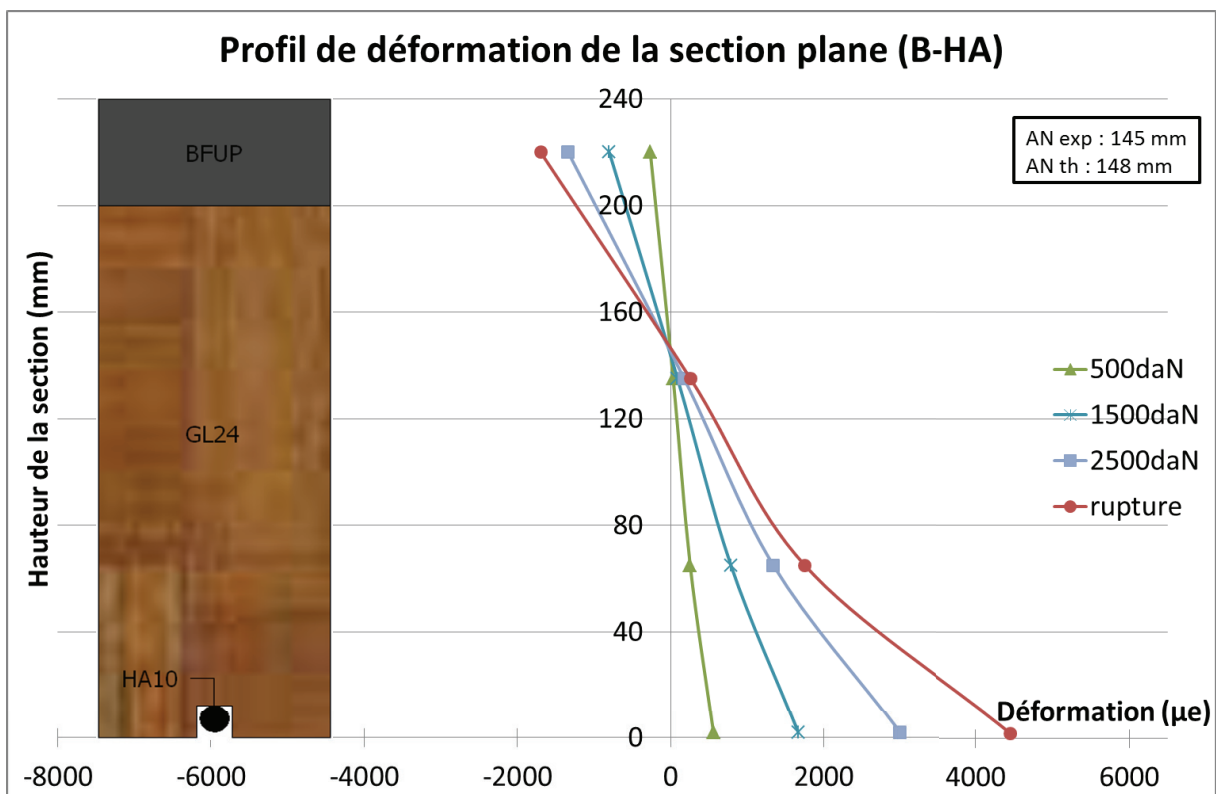


Fig. 4 : Poutre B-HA – sablage en partie supérieure

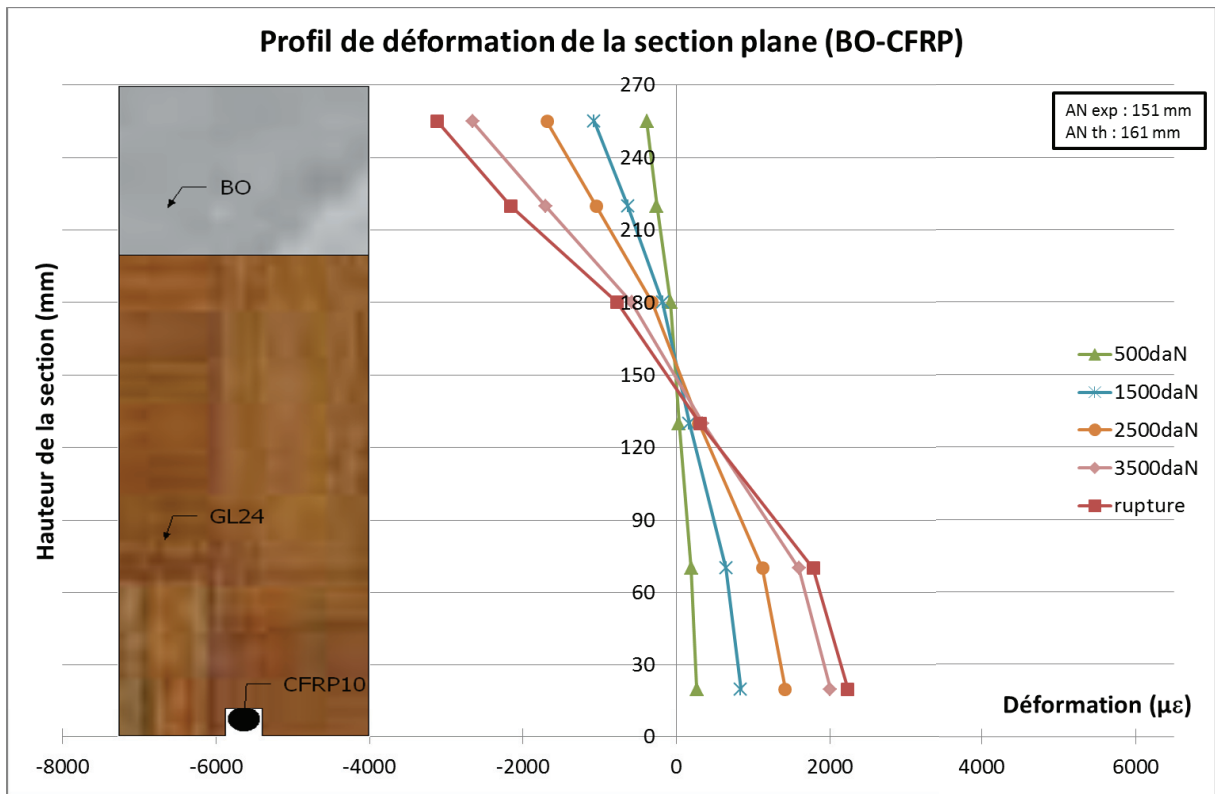


Fig. 5 : Poutre BO-CFRP – Sablage en partie supérieure

De manière analogue aux autres poutres déjà étudiées, les déformations sont continues le long de la section des poutres et cette section reste droite au cours du chargement. Les méthodes de fabrication des poutres, collage ou sablage du bois, permettent donc d’assurer la liaison entre les éléments bois et béton sans discontinuité du champ de déformation.

Cela confirme ce que d’autres auteurs ont pu observer lors d’essais de flexion sur des structures hybrides bois-béton assemblées par collage.

ANNEXE 3 : MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

La modélisation analytique a montré de bons résultats pour prédire le comportement mécanique des structures hybrides bois-béton. Une approche de modélisation par éléments finis (EF) est proposée ici sur une poutre hybride bois-béton à l'aide du logiciel CASTEM. Cette première approche par éléments finis permet de confronter les résultats expérimentaux et analytiques avec une modélisation EF plus fine.

Pour simplifier le travail, des hypothèses fortes ont été faites dans un premier temps. Bien entendu ce travail n'est que le début d'un travail qui mérite bien plus d'approfondissement, mais permettra d'apporter un élément de comparaison et d'introduire les éléments finis dans ce projet.

La poutre est considérée isostatique et une symétrie est observable à mi portée, par conséquent seule la moitié de la poutre est modélisée. La modélisation est effectuée en 2D et les éléments utilisés pour mailler la poutre sont des éléments rectangulaires « QUA8 ». Le maillage de la moitié de la poutre BO-HA est présenté en Fig. 6. La partie en jaune représente le matériau béton tandis que le bois est schématisé par des rectangles blancs. Enfin l'armature acier est modélisée par un trait rouge.



Fig. 6 : Maillage de la poutre BO-HA

La liaison entre le bois et le béton est considérée parfaite, sans glissement et la couche de traitement (sablage du bois) n'est pas modélisée.

Les caractéristiques des matériaux sont les mêmes que ceux définis lors de la modélisation analytique. Une différence majeure est tout de même à noter, seules les caractéristiques du bois en traction ont été implantées dans le logiciel dans un premier temps. Un affinage peut être fait à ce niveau en définissant deux matériaux bois, dont un avec les caractéristiques en compression et l'autre avec ceux en traction. Cette démarche s'inscrirait dans une perspective d'évolution du modèle dans un second temps.

- **Résultats**

Les résultats issus de la modélisation EF sous CASTEM sont présentés en Fig. 7 et Fig. 8. La première figure compare le comportement mécanique de la poutre BO-HA entre les résultats expérimentaux obtenus lors des essais de flexion 4 points, la modélisation analytique et enfin la modélisation par EF. La deuxième figure présente la déformation de la poutre lors du chargement et permet de visualiser les contraintes normales de la poutre. Sur la Fig. 7, les courbes moment-courbure de la poutre mixte montre une bonne concordance. En effet, la modélisation EF présente des résultats proches de ceux analytique et empirique. Cela confirme une nouvelle fois les résultats.

Ainsi une modélisation par éléments finis est possible pour prédire le comportement mécanique des poutres hybrides bois-béton. Ce point est d'autant plus intéressant que la modélisation est relativement simple. Le modèle du béton est un modèle élastique plastique déjà présent dans CASTEM, il en est de même pour l'armature acier avec un modèle élasto-plastique. Pour le matériau bois, une modélisation élastique linéaire est utilisée pour caractériser le comportement en traction tandis que la modélisation en compression n'est pas implantée dans le code de calcul mais est considérée identique à la traction. Bien entendu ce point est discutable mais en regardant les résultats obtenus, cette hypothèse peut être validée dans cette première approche.

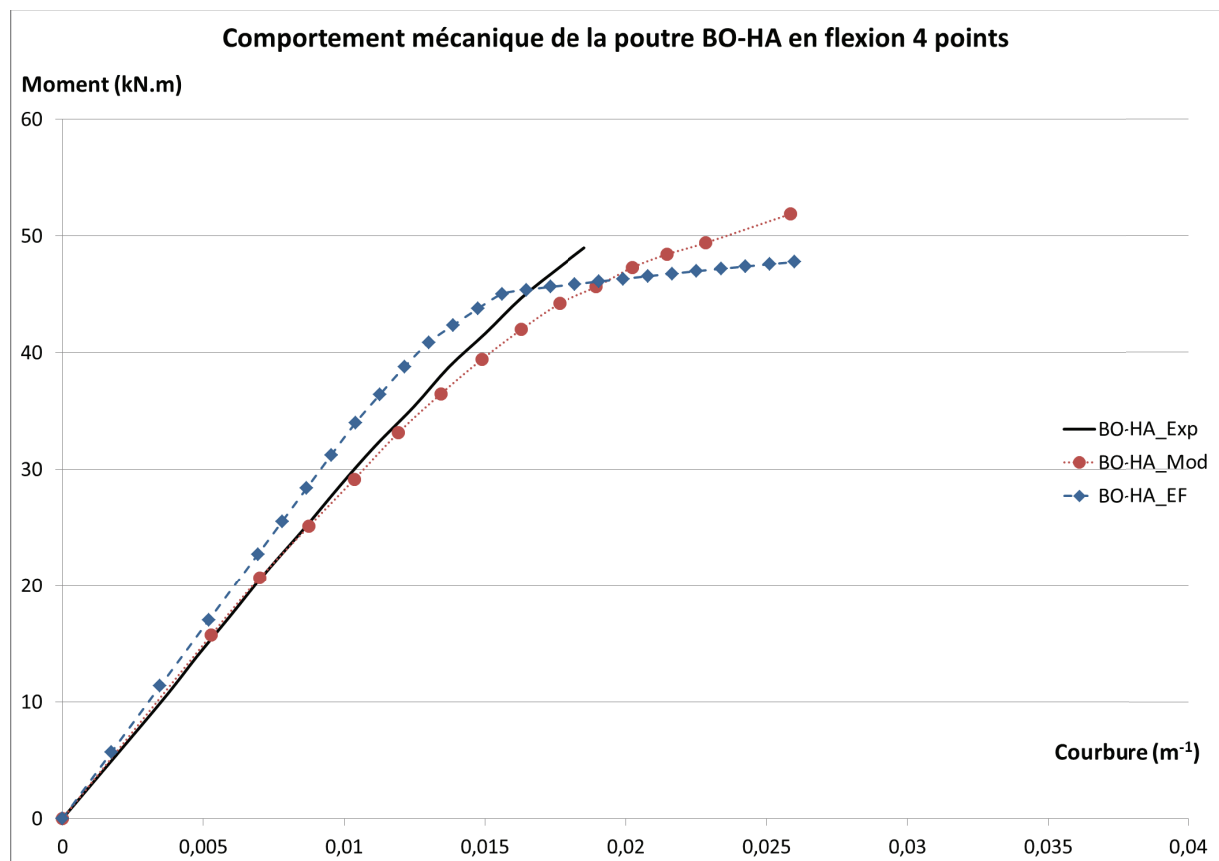


Fig. 7 : Courbe Moment-Courbure de la poutre BO-HA

Il est possible de s'apercevoir que la courbe EF a une phase linéaire avant une phase plastique. L'évolution du moment en fonction de la courbure se fait en deux phases distinctes, ce qui n'est pas le cas pour les courbes empirique et analytique. En effet, bien qu'une phase plastique soit observable pour les deux derniers cas cités, la phase plastique est beaucoup moins marquée et se produit de manière moins brutale. Cette phase plastique est dû principalement à la plastification du béton en compression puisque le comportement élasto-plastique du bois en compression a été remplacé par un comportement élastique parfait.

Sur la Fig. 8, les contraintes normales maximales sont représentées pour la demi-poutre modélisée. Les valeurs varient entre 56,6 MPa en traction et 52,4 MPa en compression. La partie inférieure de la poutre qui est en traction montre une contrainte proche de la résistance en traction du bois GL24h

qui est de 50 MPa. La rupture intervient donc par flexion du bois en partie tendu comme ça a été le cas lors des expérimentations.

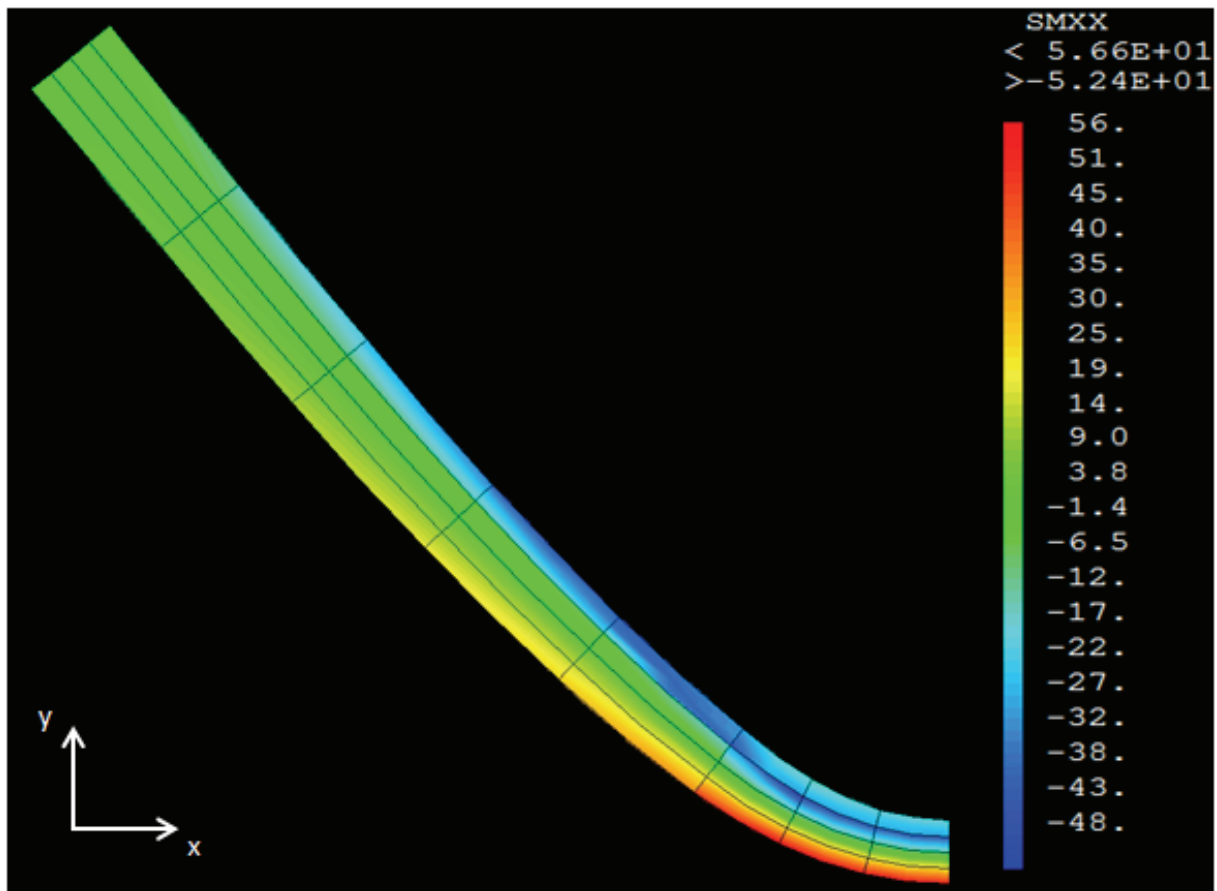


Fig. 8 : Résultat de la contrainte normale au sein de la poutre

Finalement cette première approche de modélisation permet d'obtenir des résultats satisfaisants en termes de rigidité de la structure et de la force maximale à rupture. Proche de la ruine, des écarts de comportement sont obtenus dus aux hypothèses prises pour la modélisation. Des améliorations du modèle sont possibles, notamment prendre en compte le comportement réel du bois en compression. Pour cela, il faut créer un nouveau matériau bois qui sera attribué au bois qui est soumis à la compression mais il faut donc au préalable définir un axe neutre. Cet axe neutre peut être calculé théoriquement à l'aide de la méthode par homogénéisation des sections.

ANNEXE 4 : CARACTERISATION DES MATERIAUX

Des essais de caractérisation ont été effectués sur les matériaux bois et béton afin d'ajuster les caractéristiques mécaniques des matériaux et ainsi affiner le modèle proposé.

- **Caractérisation du bois**

Les propriétés en traction du bois sont des paramètres importants à déterminer puisque la rupture des prototypes hybrides bois-béton intervient souvent au niveau des fibres tendues du bois. Selon les normes en vigueur, pour un bois lamellé collé de classe GL24h, la résistance en traction du bois est fixée à 19,2 MPa. Des essais sur éprouvettes haltères dont les dimensions sont précisées en Fig. 9 ont été lancés en se basant sur la norme [CEN NF B 51-018, 1988]. Les dimensions des éprouvettes ne sont pas celles de la norme car il est question ici d'un bois lamellé collé avec des défauts à prendre en considération. Les éprouvettes normées sont pour la détermination d'une essence de bois et non pas un matériau reconstitué. Pour obtenir le module d'élasticité, des jauges de déformations ont été placées au centre des éprouvettes, une jauge par éprouvette. Pour éviter une rupture au niveau des mors de la machine, des talons en aluminium ont été collés à chaque extrémité des éprouvettes.

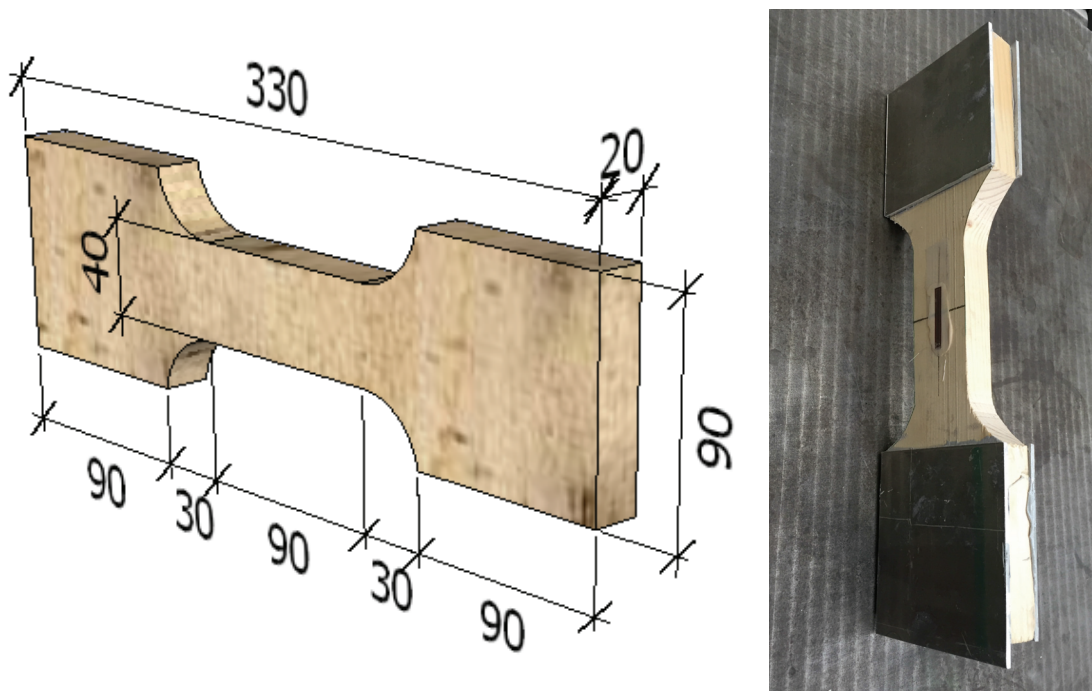


Fig. 9 : Dimensions en mm de l'éprouvette haltère pour les essais de traction du bois GL24h

Au total ce sont sept échantillons qui ont été testés en traction. Les résultats des différentes éprouvettes sont regroupés dans la Fig. 10 sous forme de courbe contrainte-déformation et la Table 1. Deux comportements mécaniques sont observables. Le premier est linéaire jusqu'à la rupture fragile de l'éprouvette tandis que le deuxième est décomposé en deux phases, une phase linéaire puis une phase plastique. Il est possible de remarquer que l'éprouvette 1 montre un comportement

très différent par rapport aux autres échantillons. Cela est dû au fait que la jauge était placée au niveau d'un nœud qui se déforme beaucoup moins que les fibres du bois. D'ailleurs l'enregistrement de la déformation a été perturbé et interrompu à partir de 10 MPa pour cette éprouvette n°1 alors que la rupture a eu lieu à 41 MPa (cf. Table 1).

Quoiqu'il en soit, la mesure du module d'Young en moyenne sur les six éprouvettes en excluant l'éprouvette 1 est d'environ 17,8 GPa pour une résistance à la traction de 53 MPa en moyenne sur toutes les éprouvettes.

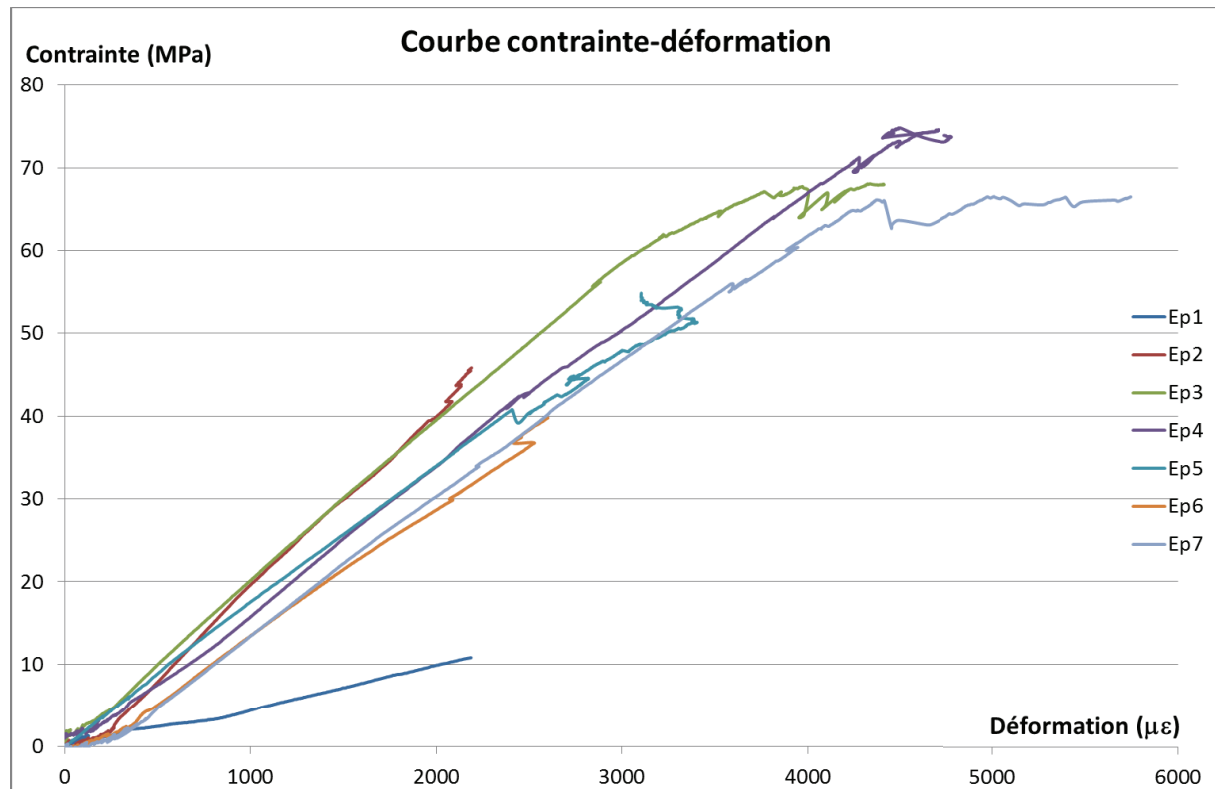


Fig. 10 : Comportement mécanique du bois lamellé collé en traction

Eprouvette	F_{\max} (daN)	E_w (MPa)	σ_{\max} (MPa)
Ep1	3280	5108	41,0
Ep2	3397	21476	42,5
Ep3	5043	19299	63,0
Ep4	5686	17175	71,1
Ep5	4274	16613	53,4
Ep6	2948	15665	36,9
Ep7	4993	16505	62,4
MOYENNE	4232	17789	52,9

Table 1 : Résultats des essais de traction sur du bois de classe GL242h

Le module utilisé dans nos modèles a été extrait des essais de flexions 4 points sur les poutres de référence en bois. A l'aide des jauges de déformations et du profil de déformation, il est possible de déterminer la courbure χ . La Fig. 11 présente une poutre quelconque avec son champ de déformation. Les jauges donnent des valeurs de déformations à des hauteurs précises sur la section.

Si par exemple la jauge est placée à la hauteur z_i et indique la déformation $\varepsilon_g(i)$, la courbure est déterminée par l'équation suivante :

$$\chi = \frac{\varepsilon_g(i)}{z_g - z_i} \quad \text{Equ. 1}$$

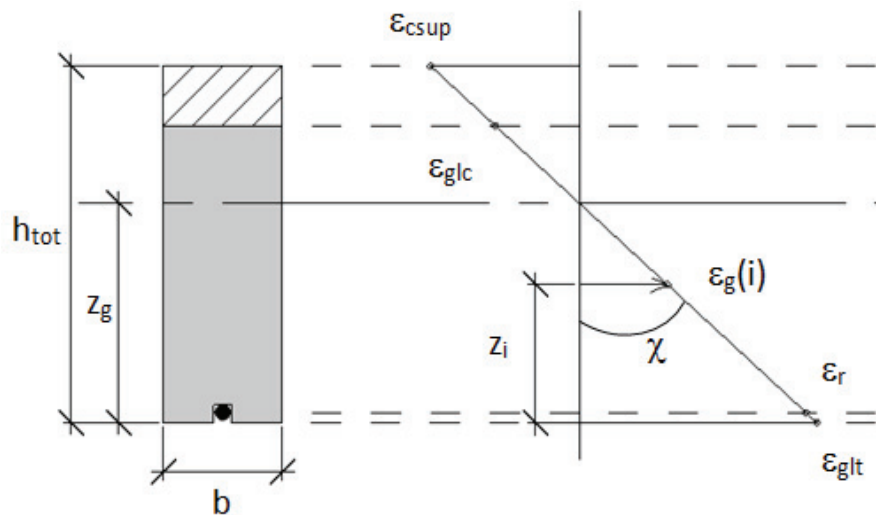


Fig. 11 : Profil de déformation théorique d'une poutre

Il est possible de remonter à la rigidité « EI » de la poutre à l'aide de l'équation Equ. 2 tout en sachant que le moment est calculé par la formule de l'Equ. 3. Finalement il est possible d'isoler le module en connaissant l'inertie de la poutre qui est classique pour une poutre rectangulaire.

$$EI = \frac{M}{\chi} \quad \text{Equ. 2}$$

$$M = \frac{P \cdot a_t}{2} \quad \text{Equ. 3}$$

Un exemple de calcul est donné pour la poutre A-24h dans la Table 2.

Force (daN)	Moment (N.m)	Jauge (ue)	AN (mm)	Courbure (m-1)	EI (N.m ²)	I (m ⁴)	E (MPa)
300	4125	425	121,1	0,0036	1153964,2	9,2E-05	12521

Table 2 : Exemple de calcul du module sur la poutre A-24h soumis à une force de 300 daN

- **Caractérisation du béton : Résistance à la compression et Module**

Le béton a lui aussi été caractérisé pour vérifier ses caractéristiques mécaniques. Ainsi une série d'essais en compression a été lancée pour les trois types de béton utilisés pour fabriquer les prototypes mixtes bois-béton, à savoir le béton ordinaire C40/50, le BFUP Ductal et le BFUP VICAT. En parallèle une caractérisation du module a été effectuée à l'aide de jauges de déformation par la méthode B de la norme [CEN NF EN 12390-13, 2014]. Les éprouvettes en béton étaient des cylindres d'un diamètre de 11 cm et d'une hauteur de 22 cm qui ont été équipés de trois jauges réparties équitablement sur le périmètre des cylindres à mi-hauteur. Les différents résultats de tests en compression et du module d'élasticité sont regroupés dans la Table 3. Les modules ont été

déterminés sur une éprouvette de chaque type de béton tandis que la résistance à la compression a été effectuée sur trois éprouvettes et à plus de 28j de séchage.

BETON	BO	DUCTAL	VICAT
E_c (MPa)	41274	56801	50875
f_{ck} (MPa)	63,8±1	186,8±5	173,8±13

Table 3 : Essais de compressions sur les différents types de béton

Les résultats montrent que le BO a une résistance proche de 64 MPa ce qui est supérieure aux caractéristiques mécaniques d'un C40/50 mais également au niveau du module puisque d'après le tableau 3.1 de l'Eurocode 2, le module d'élasticité d'un C40/50 est de 35 GPa en moyenne.

Les résultats sont supérieurs aux caractéristiques fournies par les réglementations, ce qui est normal puisque les normes fournissent les données caractéristiques et non moyennes pour chaque matériau. Ces essais ont surtout permis de corriger les données matériaux du modèle pour que la modélisation puisse s'effectuer avec des propriétés proches de la réalité.