

École polytechnique de Louvain

Des poutres en bois lamellé-agrafé à l'aide de bifaces comme alternative au bois lamellé collé.

Auteurs: **Corto LAHAYE**,
Promoteur: **Pierre LATTEUR**
Lecteurs: **Michel MONHONVAL, Catherine DONEUX, Julien GENO**
Année académique 2019–2020
Master [120] in Civil Engineering

REMERCIEMENTS

J'aimerais commencer par remercier Michel Monhonval de qui provient l'idée et donc le sujet de ce travail. Jusqu'ici, il est l'une des personnes la plus passionnée par son métier que j'ai pu rencontré. Cette passion m'a permis d'être épaulé non stop et de bénéficier d'un soutien sans faille de sa part. J'espère aujourd'hui garder contact avec lui dans le futur et m'inspirer de sa passion pour construire ma propre expérience. Un merci sans limite pour votre présence, votre temps, votre soutien, vos histoires, vos témoignages et tous vos conseils Michel !

Mes remerciements vont ensuite vers mon promoteur, le professeur Pierre Latteur, pour son soutien, sa disponibilité et ses précieuses remarques, notamment pour l'élaboration du modèle numérique étudié dans ce travail. Je tiens également à remercier Mr. Latteur pour m'avoir introduit chez Mr. Monhonval mais aussi pour la confiance qu'il lui a témoigné. Cette confiance a permis des échanges plus fluides entre Michel et moi-même.

Je souhaite encore remercier toute l'équipe de laboratoire LEMSC pour leur accueil et leur aide pour la réalisation des expériences. Un remerciement spécifique va pour Mme Doneux qui a pris les dispositions nécessaires lors de la réalisation des essais malgré la crise sanitaire. Une mention spéciale s'adresse à Quentin Mestrez pour sa disponibilité, sa réactivité et sa bonne humeur lors des tests.

J'adresse ensuite mes remerciements à tous les élèves de 4^{ème} professionnel de l'école de Ciney pour leur enthousiasme lors de nos entrevues et pour leurs motivations lors de la fabrication de la presse. Un remerciement spécial pour le chef d'atelier, Xavier, pour sa motivation, sa disponibilité ainsi que son ouverture pour toutes nouvelles propositions.

Je tiens également à remercier les différentes entreprises qui m'ont apporté leurs soutiens lors de ce travail de recherche. L'entreprise Hancart pour le don des connecteurs Wolf et la fourniture des tables à rouleaux pour la presse ainsi que la proposition de mise à disposition d'un transporteur pour l'acheminement des poutres jusqu'à l'université. L'entreprise Chimsco pour le don des chutes de bois qui ont servi pour les tests de pression. Enfin, l'entreprise Woodlam et principalement son directeur, Frederic Bertrand pour sa disponibilité et sa visite privée de la chaîne de production.

Je souhaite aussi remercier l'épouse de Michel pour son accueil et son aide précieuse dans la fabrication de certaines éprouvettes lorsque tout était à l'arrêt à cause de la crise.

Enfin, je remercie mes grands-parents pour leurs relectures minutieuses. Ma famille pour leurs relectures mais surtout pour leur soutien durant ces cinq années d'études. Sans eux, jamais je ne serais arrivé jusqu'ici.

ABSTRACT

Les éléments de structure en bois collés sont performants et esthétiques. Cependant pour les pays et les particuliers qui disposent de peu de moyen et d'un timing serré, ceux-ci se révèlent peu compétitifs.

Ce travail a pour but d'analyser le comportement de poutres reconstituées dans lesquelles les lames de bois sont assemblées à l'aide de connecteurs bifaces métalliques. Cette étude permettra de discuter la faisabilité de cette solution principalement d'un point de vue performances.

L'analyse de ce nouveau type de poutres se fera via l'étude expérimentale du module de glissement K_{ser} , valeur qui n'est pas référencée dans l'Eurocode 5 pour le type de connecteur utilisé. Cette valeur déterminée, une étude théorique analytique sera menée. D'une part, selon la méthode Gamma décrite dans l'annexe B de l'Eurocode 5 pour les poutres composées de trois lames. D'autre part, selon le modèle de Kreuzinger pour les poutres composées de plus de trois lames. Enfin à l'aide d'un modèle numérique, il sera possible de comparer les résultats obtenus de manière expérimentale, analytique et numérique.

Sera étudié, la flèche globale de la poutre ainsi que les contraintes normales et tangentielles apparaissant dans les poutres reconstituées.

Les premiers résultats obtenus montrent que la résistance de ces poutres semble répondre aux critères imposés tandis que leurs déformations semble excessives, de l'ordre de trois fois celles de poutres homologues en bois massif.

Cette étude n'est pas suffisante pour trancher si oui ou non cette solution pourrait remplacer, dans certains cas, les poutres en bois lammellé collé. La suite de ce travail devra principalement se focaliser sur la géométrie et la nature des connecteurs bifaces qui maintiennent les lames solidaires.

ABSTRACT

The glued wooden structural elements are high-performance and aesthetically pleasing. However, for countries and individuals with limited means and tight timing, they prove to be uncompetitive.

The aim of this work is to analyse the behaviour of reconstituted beams in which the wooden slats are assembled using double-sided metal connectors. This study will discuss the feasibility of this solution mainly from a performance point of view.

The analysis of this new type of beams will be done via the experimental study of the sliding module K_{ser} , values which are not referenced in Eurocode 5 for the type of connector used. Once this value has been determined, an analytical theoretical study will be carried out. On one hand, according to the Gamma method described in Appendix B of Eurocode 5 for beams composed of three blades. On the other hand, according to the Kreuzinger model for beams composed of more than three blades. Finally, using a numerical model, it will be possible to compare the results obtained experimentally, analytically and numerically.

The overall deflection of the beam, as well as the normal and the tangential stresses appearing in the reconstructed beams will be studied.

The first results obtained show that the resistance of these beams seems to meet the imposed criteria, while their deformations seem excessive, of the order of three times those of homologous solid wood beams.

This study is not sufficient to decide whether or not this solution could replace, in some cases, glued laminated wood beams. Further work will have to focus mainly on the geometry and nature of the double-sided connectors that hold the blades together.

Table des matières

Table des matières	vii
Table des figures	x
Liste des tableaux	xiv
1 Introduction	1
2 État de l’art	5
2.1 Contexte	5
2.1.1 D’un point de vue environnemental	5
2.1.2 Le bois dans le domaine de la construction	11
2.2 Poutres en bois de fortes sections	17
2.2.1 Le bois de charpentes composite	18
2.2.2 Focus sur le bois lamellé collé ou BLC	20
2.3 Matériau bois	26
2.3.1 Propriétés physiques	27
2.3.2 Propriétés mécaniques	29
2.3.3 Type spécifique de bois utilisé dans le TFE	33
3 Des alternatives au bois lamellé collé	35
3.1 Raisons de ne pas se limiter au BLC	35
3.1.1 Le séchage	36
3.1.2 Enturage et aboutage	40
3.1.3 Rabotage	42
3.1.4 Encollage	42

3.1.5	Les étapes de serrage et séchage	44
3.2	Les alternatives existantes	45
3.2.1	Le soudage du bois	46
3.2.2	Poutres lamellées cloués (et boulonnées)	47
3.3	Le BLC dans le monde	48
3.4	Des bifaces comme solution proposée	50
3.4.1	L'origine des bifaces	51
4	Analyse théorique de l'assemblage	57
4.1	Caractéristiques des organes de liaisons	57
4.1.1	Définition de la position du repère	57
4.1.2	Rôle des organes de liaisons	58
4.2	Modèles analytiques	64
4.2.1	Modèle de Heimeshoff ou selon l'EC5	64
4.2.2	Modèle de Kreuzinger	68
4.3	K_{ser} et Normes européennes	76
4.4	Modélisation	78
4.4.1	Modèle aux éléments finis	78
4.4.2	Outils de dimensionnement	83
5	Étude expérimentale de l'assemblage	85
5.1	Force d'enfoncement des bifaces	85
5.1.1	Expérience	86
5.1.2	Imprévu et limitation de la recherche	92
5.1.3	Dimensionnement du vérin hydraulique	92
5.2	Détermination de la valeur de K_{ser}	95
5.2.1	Note sur le séchage des éprouvettes	95
5.2.2	Protocole d'essais	95
5.2.3	Validation des configurations	97
5.2.4	Fabrication des éprouvettes	100
5.2.5	Déroulement des tests	105
5.2.6	Résultats	106
5.3	Essais de flexion 4 points	107
5.3.1	Dispositif d'essais	108
5.3.2	Fabrication des poutres	110
5.3.3	Déroulement des tests	112
5.3.4	Résultats	113

6 Comparaison des études	117
6.1 Comparaison entre étude expérimentale et annexe B de l'EC5	117
6.2 Comparaison entre étude expérimentale et numérique	118
7 Pistes d'améliorations	121
7.1 Modèle théorique et feuille de calculs	121
7.2 Assemblages via d'autres types de connecteurs	121
7.3 Étude approfondie des connecteurs	123
7.4 Position optimale des connecteurs sur les lames	123
7.5 Analyse du prix et du temps d'assemblage	124
8 Conclusions et perspectives	125
Annexe A Contrainte tangentielle longitudinale	127
Annexe B Série de Fourier	131
B.1 Rappel théorique	131
B.2 Transformation pour un chargement réparti	132
Annexe C Charges requises pour les essais de flexion 4 points	135
Annexe D Comparaison modèle numérique	139
Annexe E Valeur de la flèche avec K_{ser} variable	141
Annexe F Outils de calcul et de dimensionnement	143
Annexe G Résultats détaillés des essais K_{ser}	149
Annexe H Résultats des essais en flexion 4 points	153
Bibliographie	155

Table des figures

2.1	Equilibre entre absorption et réflexion	7
2.2	Évolution du pourcentage de CO ₂ dans l'atmosphère	8
2.3	Émissions CO ₂ de quelques sources d'énergies	9
2.4	Émissions équivalent CO ₂ poutre	10
2.5	Comparaison bois/béton/Acier pour une maison	11
2.6	Starvkirke norvégienne	12
2.7	Différentes techniques de constructions [1]	13
2.8	Matériaux renouvelables ou non	15
2.9	Classes de bois pour le recyclage	16
2.10	Logo PEFC	16
2.11	Valorisation du bois	17
2.12	Profil du Lamibois	19
2.13	Profil du PSL	19
2.14	Profil du LSL	20
2.15	Invention De l'Orme	21
2.16	Exemple Château de Bonnmarre	21
2.17	Caserne de Rochambeau - Mont-Dauphin	22
2.18	Poutre BLC sur banc de serrage	23
2.19	Comparaison HEA300/BLC200 face à un incendie	25
2.20	Chaîne de fabrication du BLC	26
2.21	Caractère homogène ou hétérogène du bois [2]	27
2.22	Variation dimensionnelle du bois	28
2.23	Graphe contrainte déformation du bois	29
2.24	Approche probabiliste - résistance caractéristique	30

2.25	Différents modes de cisaillement	31
2.26	Comportement d'une poutre en flexion	32
2.27	Sollicitation hors de l'axe des fibres	32
2.28	Valeurs caractéristiques de résistances	33
2.29	Classification en fonction des singularités	34
3.1	Flux de matières d'un séchoir	37
3.2	Bilan énergétique : 2x4 sapin baumier en été	39
3.3	Consommation calorifique au séchoir	39
3.4	Élimination des défauts dans la phase d'aboutage	40
3.5	Effet du type de joints sur la résistance mécanique	41
3.6	Paramètres du joint d'aboutage	41
3.7	Pression de serrage en fonction de la longueur des entures	43
3.8	Ajustements pour un collage efficace	44
3.9	Poutre BLC sur banc de serrage	45
3.10	Principe du soudage par friction linéaire	46
3.11	Principe du soudage par friction rotative	47
3.12	Calcul de flèche suite à un effort en flexion	48
3.13	Basilique Marie-Reine des apôtres	49
3.14	Détails d'un système de liaison par bifaces	50
3.15	Poutre faîtière d'une toiture à deux versants	51
3.16	Connecteurs métalliques classiques Wolf 101	52
3.17	Utilisation connecteurs	53
3.18	Comportement expérimental d'assemblages sollicités en traction longitudinale	55
4.1	Choix du repère selon l'EC5	57
4.2	Définition poutre pour organes de liaisons	58
4.3	Contraintes de cisaillement	59
4.4	Contraintes de flexion	60
4.5	Rayon de courbure poutre sur 2 appuis	62
4.6	Différence de déformation lors que les lames sont solidaires ou non.	62
4.7	Évolution du module d'inertie I	63
4.8	Évolution du facteur W	64
4.9	Illustration Théorème de Huygens	65
4.10	Répartition de contraintes	66
4.11	Géométrie et composition de la poutre	69
4.12	Déformée de la section de la poutre	71

4.13	Contraintes normales dans la poutre composite	73
4.14	Contraintes de cisaillement dans le poutre composite	73
4.15	Définitions de K_{ser} et K_u	77
4.16	Définitions de K_{ser} selon EC5	77
4.17	Modélisation de la poutre	79
4.18	Zoom relâchements Modélisation	79
4.19	Validation - Comparaison déformées	80
4.20	Validation - Comparaison contrainte normale	80
4.21	Effet de bord	81
4.22	Comparaison des déformations lorsqu'on fait varier K_{ser} dans le modèle	83
4.23	Charges outils de dimensionnement	84
4.24	Récapitulatif du dimensionnement	84
5.2	Comparaisons des deux types de connecteurs	86
5.1	Positions des connecteurs	87
5.3	Presse d'essai test pression	89
5.4	Résultats des essais d'enfoncement mis sur graphique	91
5.5	Forme du connecteur lors des essais d'enfoncement	92
5.6	Définition course Piston	93
5.7	Risque de flambage	94
5.8	Processus de chargement	96
5.9	Mesure du déplacement	97
5.10	Dimensions nominales des connecteurs WOLF-15N	98
5.11	Dimensions nominales des connecteurs BOVA BV15/O	98
5.12	Caractéristiques de résistance des connecteurs WOLF 15N	99
5.13	Problème lié au choix d'une éprouvette symétrique	101
5.14	Presse 20T Twin Busch	102
5.15	Différents types de débits	102
5.16	Accessoires supplémentaires pour la fabrication des éprouvettes	103
5.17	Marquage des éprouvettes - Détermination K_{ser}	104
5.18	Essais K_{ser} - Position de l'éprouvette sur la presse de test	105
5.19	Éprouvette d'essai après le cycle complet de chargement	105
5.20	Essais K_{ser} - Résultats graphiques	106
5.21	Dispositif d'essais - module global d'élasticité et résistance en flexion	109
5.22	Courbe force/déplacement dans la plage des déplacements élastiques	110
5.23	Montage permettant un enfoncement uniforme des connecteurs métalliques	111
5.24	Assemblage des 3 lames pour fabriquer la poutre finale	112

5.25	Montage poutre en flexion 4 points	113
5.26	Rupture par traction perpendiculaire aux fibres	114
5.27	Rupture par délamination de la lame inférieure	114
5.28	Montage poutre pleine en flexion 4 points	116
6.1	Feuille de calcul pour comparaison	117
6.2	Modèle modifié pour la comparaison des résultats	118
6.3	Déformée pour la comparaison des résultats	119
7.1	Connecteurs Sharp Metal de chez Rothoblaas	122
A.1	Définitions du moment statique $S(y)$	128
B.1	Type de chargement pour la transformée de Fourier	132
D.1	Effort tranchant poutre pleine	140
D.2	Effort axial dans les bifaces	140
D.3	Tableau récapitulatif de comparaison	140
E.1	Flèche suivant annexe B	141
F.1	Choix de la nature du bois	143
F.2	Géométrie des profilés	144
F.3	Caractéristiques géométriques et mécaniques des connecteurs	144
F.4	Vérification au déversement	145
F.5	Choix de la catégorie de bâtiment	145
F.6	Choix des charges appliquées	145
F.7	Tableau pour combinaison dimensionnante	146
F.8	Boutons poussoirs et critères de dimensionnement	147
F.9	Calcul de la configuration optimal via vba	147
G.1	Graphique récapitulatif	149

Liste des tableaux

3.1	Bilan de chaleur [3]	37
5.1	Relevé des densités et degrés d'humidité des échantillons pour 1 connecteur .	88
5.2	Relevé de la force appliquée par la machine pour l'enfoncement total des connecteurs	90
5.3	Tableau comparatif entre poutre avec bifaces et poutre bois massif	116
G.1	Résultats des essais K_{ser} via les formules de la norme	150
G.2	Résultats des essais K_{ser} via interpolation linéaire	151
H.1	Résultats du module de Young équivalent	153
H.2	Comparaison des EI_{eq} suivant deux méthodes	153

" Ainsi que se pourra faire par cette invention, qui ne sera pas seulement profitable a ceux qui fon bâtir, mais aussi a vous tous, pour avoir la commodité de faire plus pour cent ecus que ne pourriez autrement pour trois cents. Par ce moyen, vous gagnerez plus que vous ne faites, avec ce qu'il ne vous faudra tant d'engins et cordages, ne si grandes voitures comme vous aviez accoutume, qui vous sera une grande épargne. Et, par la façon que je vous écris, pourrez entendre cette nouvelle invention si familièrement que vous en pourrez faire beaucoup de services aux seigneurs. Vous avisant que ceux qui auront bon esprits trouveront encore d'eux-memes autres façon, ainsi comme j'en pense une infinité de sortes, voire plus que je n'en saurais écrire (...) "

" Et vous veux avertir que quand je fus résolu et assure de telle invention, je la laissais sans en oser parler, craignant ce que j'en ai vu depuis. Car on ne la pouvait croire, semblant être chose impossible, meme aux ouvriers a qui je faisais faire les couvertures du château de La Muette a Saint-Germain-en-Laye, ayant dix toises de large dedans œuvre, qui ne l'ont pu croire bonne jusques a ce que ledi château a ete parfait, et lors qu'ils ont vu l'expérience, ne la pouvaient quasi assez louer. "

Philibert De l'Orme, *Nouvelles inventions pour bien bâtir à petits frais*, 1561

Introduction

Alors que le bois fût un matériau accessible et utilisé depuis la nuit des temps pour la confection de structures, le béton et l'acier ont fini par prendre presque toute la place sur le marché de la construction. Notamment en période d'après guerre, le bois jugé instable de part la variabilité de ses propriétés est délaissé pour le béton. Béton, qui lié à l'acier permet de ne plus avoir de limites au niveau des formes ou des portées.

À l'heure actuelle, où il est démontré que le marché de la construction représente près de 40% des émissions de CO₂ [4], l'envie de se tourner vers des matériaux de construction plus durables est omniprésente. Provenant d'exploitations durablement gérées, de part les propriétés intrinsèques de l'arbre, le matériau bois peut posséder un bilan carbon positif. Suite à une conscientisation face aux enjeux environnementaux liées principalement au changement climatique et à la raréfaction des énergies fossiles, le marché de la construction bois est en plein essor. Aujourd'hui, en Belgique, plus d'une maison en construction sur dix est en bois[5].

Pour se confronter au béton et à l'acier, le bois a dû s'affranchir des limitations de portées, principalement par l'invention du bois lamellé collé. Ultra compétitif, la fabrication de celui-ci reste ardue de part l'environnement contrôlé dans lequel la colle doit être appliquée et les infrastructures coûteuses qu'il nécessite.

Un grand nombre d'acteurs n'ont donc pas d'accès direct à ce matériau ou via un acheminement tellement long que celui-ci compense le bilan carbon du matériau en lui-même et perd sa place dans la catégorie de matériaux durables. Il est alors pertinent de s'intéresser à des solutions de substitution dans certains cas et pour des acteurs plus spécifiques notamment pour les pays de l'hémisphère Sud. Pays dans lesquels, d'une part la température et l'humidité ne sont pas propice à l'assemblage de bois lamellé collé et d'autre part, pour lesquels une grande partie d'entre-eux n'ont pas les moyens

d'une installation d'une chaîne de production.

Une idée innovante est proposée par M. Monhonval ; une solution de substitution pourrait être un assemblage de lames à l'aide de bifaces métalliques dans le but de créer des poutres de fortes sections.

L'envie de construire et d'imaginer de nouvelles structures m'habite depuis mon plus jeune âge notamment par l'utilisation massive des kaplas. En tant que futur ingénieur, mon souhait actuel est de rejoindre un bureau d'étude spécialisé dans les constructions bois. En croyant en l'idée de Mr. Monhonval et en prenant part à ce travail de recherche, cela me permet de poser le premier pas d'une longue série, je l'espère, dans ce domaine.

Plusieurs solutions de substitutions ont déjà été étudiées mais leurs performances s'effondrent lorsque le collage est remplacé par des connecteurs de type tiges. Tandis que pour des connecteurs métalliques de type surfacique dans lesquels s'inscrivent les bifaces, aucune étude n'a été menée dans le but de fabriquer des poutres.

Afin de traiter le sujet, une première étude expérimentale sera menée dans le but de compléter les caractéristiques des bifaces et principalement déterminer son module de glissement. Une fois ces connecteurs totalement définis, il sera possible d'utiliser des modèles théoriques existant tels que ceux de Heimeshoff et Kreuzinger pour analyser le comportement de ce type de poutre. Enfin une deuxième étude expérimentale prendra place dans le but de tester les poutres de tailles standards assemblées par bifaces. Et ce pour comparer les résultats avec ceux obtenus de façon théorique.

L'objectif de ce travail est donc d'analyser la faisabilité et la viabilité de poutres composées de lames assemblées à l'aide de connecteurs bifaces métalliques. Le principal moyen de comparaison étant les résultats donnés pour une poutre identique en bois lamellé collé largement utilisée à l'heure actuelle.

Nous verrons en premier lieu qu'il est intéressant de redéfinir la place du matériau bois dans le domaine de la construction afin de mieux comprendre la renommée dont il bénéficie engendré à l'heure actuelle. En partant plus globalement de ce matériau brut, nous nous dirigerons plus précisément vers l'invention et l'utilisation massive du bois lamellé collé. C'est en analysant plus en profondeur la fabrication de ce dernier qu'il sera possible de mettre à la lumière les difficultés et contraintes liées au processus de fabrication.

Une fois ce nouveau type de poutres assemblées par bifaces décrit, nous devons analyser les différents modèles qui existent afin d'être capable de décrire le comportement de poutres assemblées de plusieurs lames. Notamment celui de Heimeshoff utilisé dans l'Eurocode 5 bien que limité à trois lames ou encore celui de Kreuzinger qui lui est plus facilement extensible aux poutres constituées de n lames. En complément de cette étude analytique, une seconde numérique sera mise sur pied dans le but de modéliser une poutre composée de trois lames assemblées par bifaces. Ce modèle aura pour but d'obtenir des résultats supplémentaires pour une comparaison globale de ceux-ci.

Dans le but de ne pas se limiter à une étude purement théorique, une campagne d'essais et d'études expérimentales sera menée. Premièrement avec l'objectif de trouver une valeur pour le module de glissement des connecteurs utilisés. Information qui est seulement accessible via une étude expérimentale mais qui contribuera à l'obtention des résultats provenant des modèles théoriques. Deuxièmement et avec pour but ultime, l'essai et l'analyse du comportement d'un certain nombre de poutres, assemblées par bifaces et composées d'un nombre de lames variables, amenées jusqu'à rupture.

Une fois clôturées, ces études permettront de comparer les résultats obtenus entre les différentes méthodes, ce qui nous donnera une indication sur la pertinence de la solution proposée dans le monde de la construction. Pertinence qui pourra être jugée notamment en comparant les résultats obtenus à ceux de poutres identiques en bois lamellé collé pour lesquelles la théorie est connue.

Enfin, il sera intéressant de déterminer si la viabilité de cette nouvelle solution sur le marché de la construction actuel est envisageable. Viabilité jugée principalement sur les performances de ce type de poutre.

État de l'art

2.1 | Contexte

À l'heure où le réchauffement climatique, la gestion de nos émissions de CO_2 , la recherche de matériaux et solutions " eco-friendly " sont des sujets d'actualité, la filière bois possède des atouts pour se mettre en avant de la scène. L'objet de ce travail est tourné vers une application directe dans le domaine de la construction bois. Ce dernier matériau est donc l'un des principaux concerné par ce travail. Il est donc intéressant de faire un point sur ce que nous savons sur celui-ci, d'une part d'un point de vue environnemental et d'autre part du point de vue de son utilisation dans le domaine de la construction.

2.1.1 | D'un point de vue environnemental

Avant de discuter du rôle de la forêt, de l'arbre et du matériau bois, du point de vue environnemental il est intéressant d'expliquer ce qu'est l'effet de serre. Peu de gens savent qu'en réalité l'effet de serre a toujours existé et qu'il est l'un des principaux facteurs permettant la vie sur terre. S'il n'y a pas d'effet de serre, cela revient à dire que tout le rayonnement solaire reçu par la terre est renvoyé dans l'espace. En analysant l'équilibre thermique entre le flux incident (soit le rayonnement solaire que chaque mètre carré de la surface de la terre reçoit) et le rayonnement thermique renvoyé par la terre, Il est possible de chiffrer la température théorique que nous aurions sur terre sans l'existence de cet effet de serre.

Flux incident :

$$\frac{\phi_0}{4}(1 - \alpha) \tag{2.1}$$

Dans laquelle

ϕ_0 est le flux solaire avant de pénétrer dans l'espace et vaut 1366 w/m^2

α est l'albédo de la terre, ou le pourcentage d'énergie renvoyé dans l'espace et vaut 0,3

Flux émis :

$$E = \sigma T_s^4 \quad (2.2)$$

Dans laquelle

σ est la constante de Stéfan-Boltzmann et vaut $5,674 \cdot 10^{-8}$

T_s est la température à la surface de la terre en Kelvin

Lorsqu'on réarrange notre expression pour isoler T_s , on obtient alors

$$T_s = \left[\frac{1}{\sigma} \frac{\phi_0(1 - \alpha)}{4} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.3)$$

Si nous remplaçons les différentes constantes dans cette dernière expression, nous obtenons alors :

$$T_s = \left[\frac{1}{5,674 \cdot 10^{-8}} \frac{1366 \cdot (1 - 0,3)}{4} \right]^{\frac{1}{4}} = 254,77K \quad (2.4)$$

Ce qui correspond à une température de -18°C [6], [7].

Le soleil chauffe la terre, alors que deux tiers des rayons sont absorbés par l'atmosphère, les sols et les océans, le tiers restant est directement réfléchi vers l'espace. En retour de l'énergie absorbée, la terre et l'atmosphère émettent des rayons infrarouges. Ceux-ci sont alors captés et renvoyés vers la surface terrestre par les nuages et les gaz à effet de serre. On pourrait alors se poser la question de la raison pour laquelle ces gaz à effet de serre ne bloquent pas directement les rayons du soleil? La raison est due à la particularité des GES d'être transparent vis-à-vis des rayons solaires mais opaques vis-à-vis des rayons infrarouges. Comme le montre la [Figure 2.3], ces propriétés spécifiques des GES permettent un certain équilibre naturel.

Ce qui pose problème dans cet équilibre, c'est l'effet de serre additionnel qui résulte de l'activité humaine et l'augmentation de la production de CO2 qui en résulte. Les principaux facteurs de cet effet additionnel sont la combustion des énergies fossiles, la déforestation mais aussi l'agriculture et l'élevage intensifs. Les effets sur notre planète sont déjà visibles et les prévisions ne sont pas bonnes [8]. On citera une montée de la température (jusqu'à 4°C en 2100) [8] et donc comme répercussion directe une fonte des glaces accélérée et une montée des eaux. À ces deux premiers points viennent s'ajouter

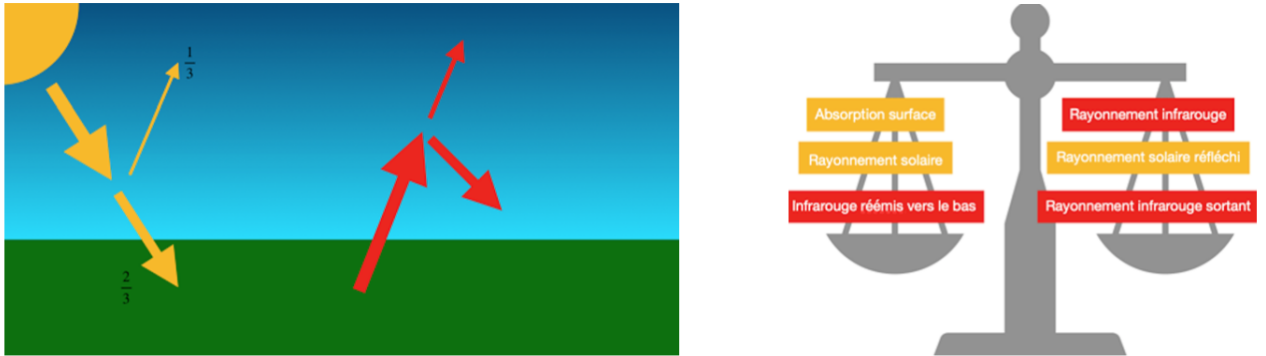


FIGURE 2.1 – Équilibre entre absorption et réflexion

une augmentation des précipitations dans l'hémisphère nord et des sécheresses plus violentes encore dans celui opposé mais aussi une acidification des océans pour laquelle les spécialistes n'arrivent pas encore à cerner les conséquences sur le long terme.

2.1.1.1 | Un bilan carbone positif

Lors de sa croissance, l'arbre consomme le CO_2 présent dans l'air pour en rejeter l'oxygène et y fixer le carbone, on appelle cela la photosynthèse. Il est possible de quantifier la masse de CO_2 consommée par m^3 de bois. En prenant comme hypothèse que le bois sec est constitué à hauteur de 50% de carbone, on trouve la consommation de CO_2

$$M_{\text{CO}_2} = M_{\text{carbone}} \cdot \frac{\text{Masse molaire C}}{\text{Masse molaire CO}_2} \quad (2.5)$$

Il est intéressant de chercher cette valeur pour un m^3 de bois qui pousse en Wallonie. La première étape est de trouver la masse volumique moyenne d'un m^3 de bois en prenant en compte la couverture des feuillus(f) et des résineux(r) [9].

$$\rho_{\text{moyen}} = \frac{\rho_{m,f} \cdot S_f + \rho_{m,r} \cdot S_r}{S_f + S_r} \quad (2.6)$$

En mettant des chiffres pour la Wallonie, on obtient

$$\rho_{\text{moyen}} = \frac{780 \cdot 54 \cdot 10^6 + 424 \cdot 57 \cdot 10^6}{54 \cdot 10^6 + 57 \cdot 10^6} = 597 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (2.7)$$

En prenant une masse volumique de bois sec égale à 85% de celle trouvée à l'expression (2.7) et prenant en compte que le bois sec est constitué de 50% de Carbone. Il est possible de chiffrer l'équation (2.5)

$$M_{\text{CO}_2} = \frac{597 \cdot 0,85}{2} \cdot \frac{12}{44} = 930 \text{ kg} \quad (2.8)$$

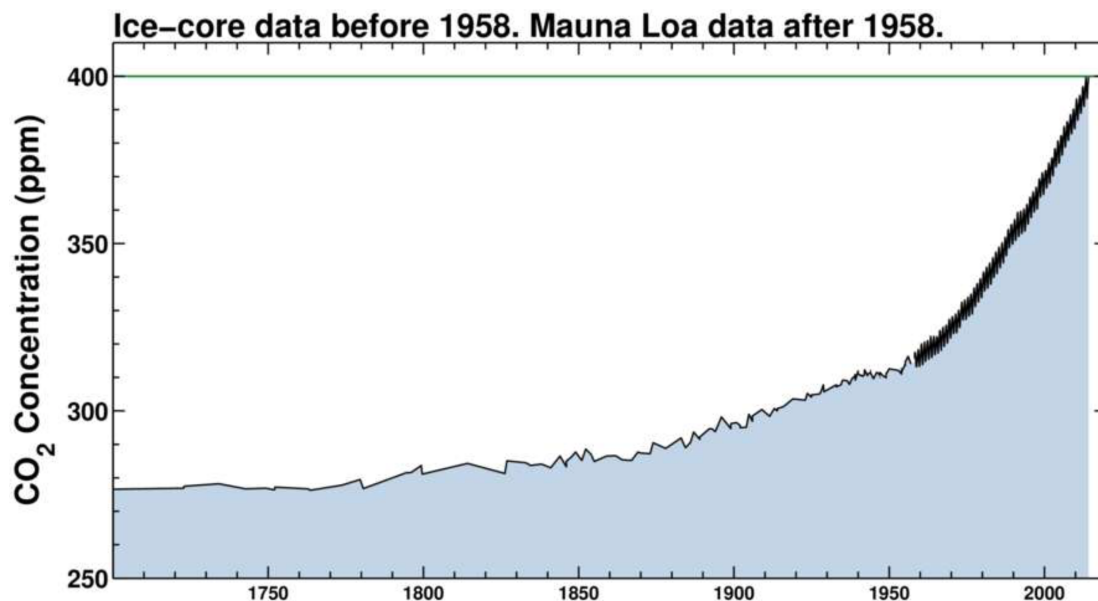


FIGURE 2.2 – Évolution du pourcentage de CO₂ dans l'atmosphère [10]

Suite à cette consommation de CO₂, la végétation contribue à la diminution de la quantité de carbone dans l'atmosphère. Soulignons également que lorsque nous utilisons le bois dans un bâtiment (structure ou mobilier), ce carbone reste piégé durant toute la vie de l'élément et sera seulement restitué au moment de la combustion "finale" du matériau. Ce qui est alors intéressant à cette étape, c'est que la quantité de carbone relâchée est restituée et non ajoutée à la quantité globale dans l'atmosphère en opposition à la combustion des énergies fossiles.

Si l'on met un chiffre sur ce phénomène pour une région comme la Wallonie, la forêt consomme 3,3 millions de tonnes de CO₂ par an soit plus de 5% des émissions [12].

Il peut être intéressant de recouper cette information avec les résultats trouvés ci-dessus. Dans le même document [9] dans lequel les superficies de l'équation (2.7) ont été relevées, on peut trouver l'accroissement moyen par an en Wallonie. Il s'élève à 3 592 568 m³. On peut alors effectuer une simple multiplication :

$$CO_{2/an} = 0,91 \cdot 3\,592\,563 = 3\,341\,088 \text{ tonnes/an} \quad (2.9)$$

Les gaz à effet de serre sont les principaux responsables du réchauffement climatique. La forêt et les produits bois dérivés immobilisent une grande quantité de carbone et sont donc indispensables pour la viabilité de notre écosystème.

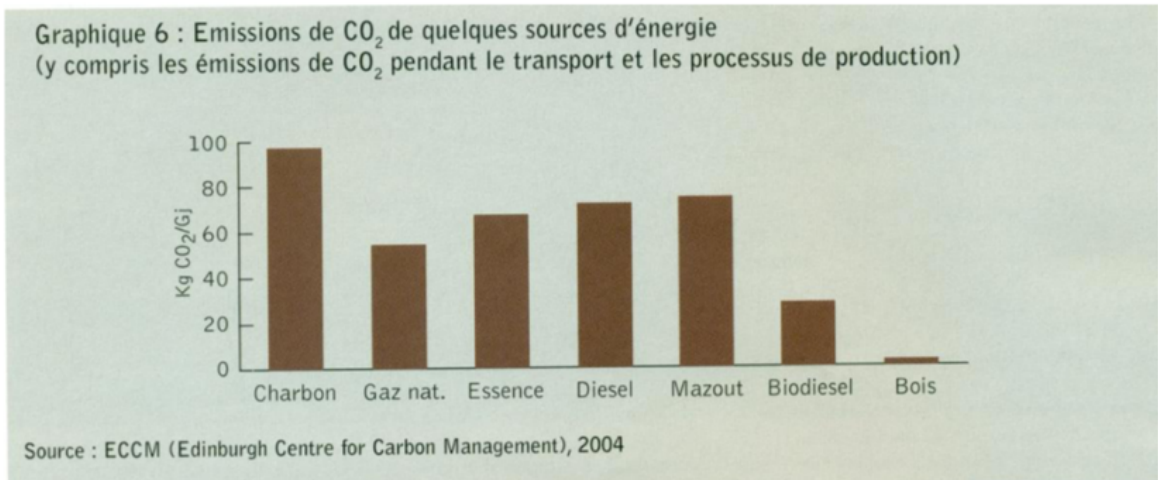


FIGURE 2.3 – Émissions CO₂ de quelques sources d'énergies [11]

2.1.1.2 | Un secteur moins énergivore

Le secteur de la construction est l'un des plus problématique en ce qui concerne les enjeux du développement durable. En terme de chiffres, ce secteur serait responsable de 40% des émissions de CO₂, 37% de la consommation d'énergie mais aussi de 40% des déchets produits. Ces chiffres importants sont principalement dus à l'utilisation de combustibles fossiles lors des étapes de fabrication, de construction, de maintenance et même si on a tendance à l'oublier, de démolition [4].

Alors que l'acier et le béton sont responsables ensemble de 8% [13] des émissions de GES, le matériau bois se démarque. De par sa légèreté, la consommation d'énergie durant toute sa transformation est nettement réduite en passant des machines de levage en entreprise à la consommation de carburant durant le transport. Le bois est aussi un matériau sec, autrement dit contrairement à l'acier et le béton durant leur fabrication et leur mise en œuvre, le bois consomme une moins grande quantité d'eau.

Pour qu'une juste comparaison soit faite, chaque matériau subit une analyse du cycle de vie ou ACV. Cette analyse permet de calculer l'impact environnemental durant toute la durée de vie du matériau. Dans le calcul d'ACV, les outils quantifient l'impact sur le réchauffement climatique, l'acidification de l'eau ou encore les déchets solides produits par exemple. L'outil le plus utilisé permettant une évaluation la plus complète est le logiciel l'ATHENATM [14]. À l'aide de certaines informations comme la taille des baies, charges,..., le logiciel permet d'estimer les impacts environnementaux liés à la construction.

2.1.1.3 | Exemples concrets de la quantité de CO_2 rejeté lors du choix matériau bois

Un simple exemple d'une poutre d'environ 7m de portée sur ce logiciel permet de montrer que le choix de la poutre en bois génère cinq fois moins de CO_2 que le béton et 7 fois moins que celle de l'acier. Lorsque qu'une poutre en bois qui consomme environ $0,5 m^3$ de bois remplace une poutre en acier, elle permet d'économiser près de 435kg de CO_2 [15].

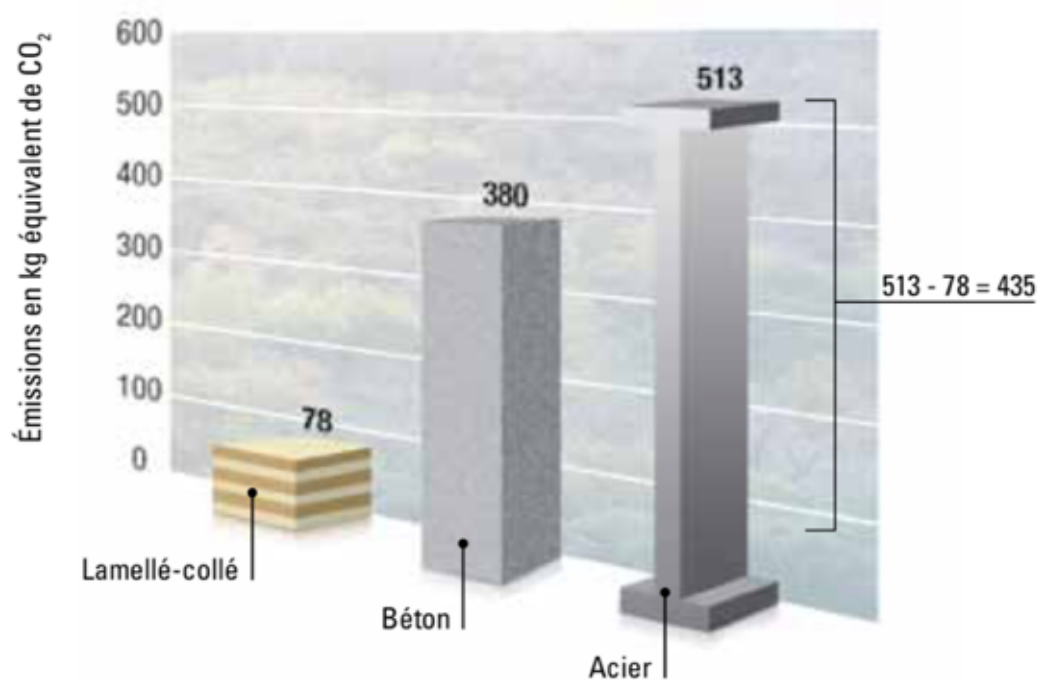


FIGURE 2.4 – Potentiel de réchauffement climatique d'une poutre de 7,3 m supportant une charge de 14,4 kN/m. [15]

Une analyse plus globale d'une maison moyenne de $200 m^2$ est d'ailleurs plus pertinente pour se rendre compte de l'impact du choix du matériau. Pour se faire, l'outil compare le même modèle de maison de par son système d'isolation, ses finitions, le choix des fenêtres et des revêtements si ce n'est que la nature de la structure diffère.

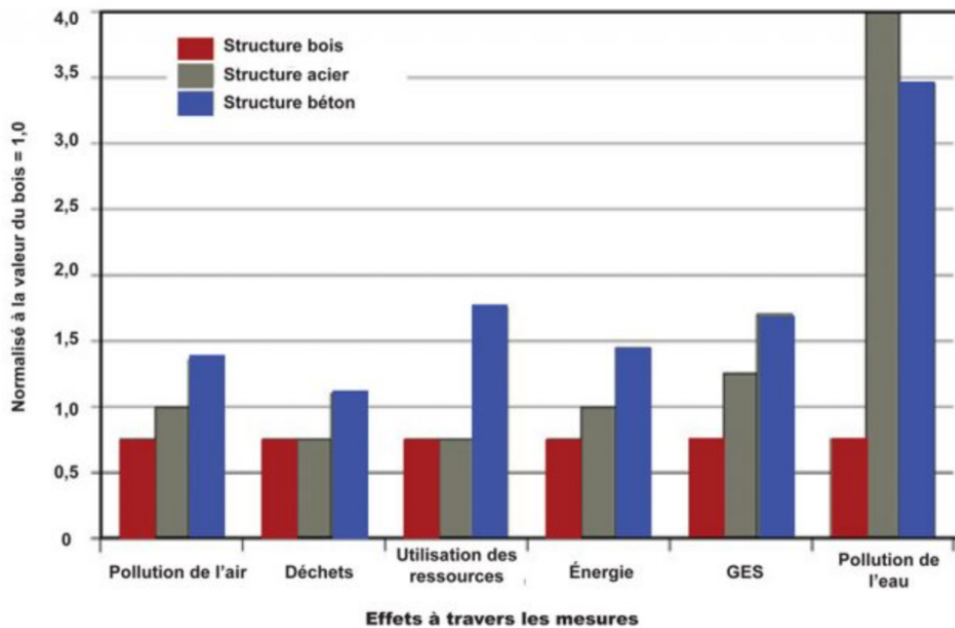


FIGURE 2.5 – Comparaison des système constructifs à l'échelle d'une maison - bois/béton/Acier. [13]

Ce tableau et ce graphiques comparent sur six points différents les trois structures en normalisant avec le bois. On se rend alors compte que le bois se positionne en tête pour pratiquement chacune de ces composantes.

La matériau bois l'emporte donc sur les deux autres dans l'analyse du cycle de vie d'un point de vue environnemental en terme de pollution de l'air/eau mais aussi en terme d'énergie grise. Quand on parle d'énergie grise, il s'agit de la quantité d'énergie nécessaire pour produire un bien industriel ou un matériau, celle-ci est présente à plusieurs niveaux : lors de la conception, de l'extraction de la matière première, du transport, de la transformation du produit, lors de sa commercialisation ou encore lors de son recyclage.

2.1.2 | Le bois dans le domaine de la construction

2.1.2.1 | Histoire [16]

Il fût une période dans l'histoire ou les territoires que nous connaissons étaient nettement plus recouverts de forêts. Étant abondant à cette époque, il n'est pas étonnant que le bois fût l'un des premiers matériaux de construction. Les premières traces remontent à 35000 AJC où le bois, plutôt des branchages posés à l'intersection de branches (plus importantes) d'un tronc forment une hutte. Ces méthodes sont alors largement utilisées de part l'abondance de la ressource mais aussi de part sa légèreté et son mode constructif

intuitif qui ne demande pas de moyens d'assemblages spécifiques et d'outillages complexes.

Alors que l'Homme se sédentarise petit à petit, son habitation se veut plus robuste et permanente. L'habitation à moitié souterraine et fragile se transforme alors en maison sur pilotis qui rappelle étroitement les ossatures bois que nous connaissons.

Que ce soit en Grèce lors de la construction de temples (comme celui de Delphes en laurier ou d'Apollon en chêne), en Asie lors de la construction des pagodes ou en Europe pour les églises, le bois connaît un essor sans précédent. Citons par exemple les rois mérovingiens qui habitaient dans des palais de bois ou encore les églises construites sous le règne de Charlemagne. Au long du XI^{ème} siècle, le peuple viking de Norvège créa suite à leurs conquêtes en Europe du sud des églises remarquables en " bois debout " (bois d'œuvre placés verticalement dans le sens du fil) : les Starvkirke [Figure 2.6].



FIGURE 2.6 – Starvkirke, églises en bois de bout, 1300, Norvège. [13]

En terme de maison individuelle, c'est la technique du colombage qui domine pendant une longue période. Il s'agit d'une technique qui consiste à créer un quadrillage de bois pour ensuite combler les vides avec de la maçonnerie. Dans les zones territoriales

où se trouvent des conifères (Scandinavie, Balkans,..) en abondance, la construction en rondins empilés a été fortement utilisée. De par la régularité de cette famille d'arbres, l'empilement est aisé et les rondins s'encastrent aux entrecroisements grâce à des entailles. L'apparition des scies mécaniques et l'invention des clous permettent alors de se diriger vers du bois coupés. La planche clouée marque une révolution : placée pour habiller une ossature légère en bois, la planche sert aussi de raidisseur.



(a) Technique du colombage



(b) Construction en rondins empilés

FIGURE 2.7 – Différentes techniques de constructions [1]

Pour les structures de plus grandes portées, alors que jusqu'au *XVI*^{ème} siècle, on se limitait aux longueurs " naturelles " des troncs d'arbre, Delorme (1514-1570), architecte français, invente la charpente recomposée. Il prend exemple sur le modèle de l'arc et des couples de bateaux. Dans cette optique de ne pas se limiter aux longueurs existantes, l'idée d'assembler des lamelles arrive vers le *XIX*^{ème} siècle et naît une forme plus ou moins aboutie de lamellé collée en 1900 avec le dépôt d'un brevet. L'engouement pour cette technique n'a pas de limite et sera même exporté de l'autre côté de l'Atlantique. ... mais nous reviendrons plus en détails sur cette technique.

2.1.2.2 | Le bois, un matériau d'avenir

Bien qu'étant un des matériaux les plus anciens, le bois a tout ce qu'il faut pour l'avenir. Du côté des coûts, même si le matériau bois est relativement plus cher que le béton ou l'acier, à l'échelle d'un chantier celui-ci peut se révéler très compétitif [17]. Le choix d'une ossature bois permet de laisser des parties apparentes (pour la beauté du matériau) ce qui réduit les coûts des finitions et des parements intérieurs. Ajoutons à cela, la

rapidité de mise en œuvre de ce type de constructions, des économies sont possibles sur les installations de chantier qui sont mobilisées moins longtemps.

Certains ont tendance à penser que les structures en bois pourraient être moins solides que celles en béton ou en acier. Pourtant quel que soit le type de matériau choisi, toutes les structures doivent être conçues de manière à respecter les mêmes exigences. En Europe, il existe les Eurocodes, ces normes visent à harmoniser, par type de matériau, les règles pour assurer les mêmes degrés de résistance (ELU - État Limite Ultime) et de confort (ELS - État Limite de Service) quel que soit le matériau utilisé.

Avec l'arrivée de nouveaux produits de bois assemblés comme le BLC (bois lamellé collé) ou le CLT (cross Laminated Timber), les qualités structurales du bois ont été optimisées. Notons que le bois est un très bon isolant thermique. Sa conductivité thermique est 400 fois moins grande que celle de l'acier et 8 fois moins grande que celle du béton. Le problème de "pont thermique" est donc nettement réduit. Enfin, dans ce genre de constructions, le confort acoustique doit être convenablement réfléchi. La solution la plus utilisée est le choix de parois masse-ressort-masse du fait de la légèreté du matériau (en effet, plus une paroi est lourde, plus elle isole d'un point de vue phonique). Contrairement à ce que beaucoup pourrait penser, les constructions en bois résistent bien au feu. En effet, le centre d'une poutre en bois dont les faces sont soumises aux flammes est très peu touché thermiquement de par la conductivité thermique faible du bois. Lorsque le bois se consume lentement -et n'explose pas comme pourrait le faire le béton-, il garde ses capacités mécaniques et portantes. Cela permet, par exemple, aux pompiers d'agir durant plus longtemps. Ajoutons aussi qu'en cas d'incendie, le bois dégage une quantité bien moins importante de gaz toxique comparé aux autres matériaux de construction.

En poursuivant sur l'approche environnementale, le bois usiné (dont fait partie celui utilisé dans ce travail) est issu d'un matériau renouvelable (théoriquement à l'infini), les arbres. Il faudra compter approximativement un siècle pour que ce renouvellement ait lieu contrairement aux milliers d'années nécessaires pour les matériaux fossiles. Le métal ou encore le gravier et le sable utilisés pour confectionner le béton proviennent de matière fossile qui sont elles, totalement non renouvelables.

En plus de cette caractéristique, le bois est un matériau recyclable. Le bois présente un réel avantage à ce niveau par rapport à certains autres matériaux : celui-ci peut facilement être manipulé lors du démontage d'une structure pour être trié et/ou réutilisé.

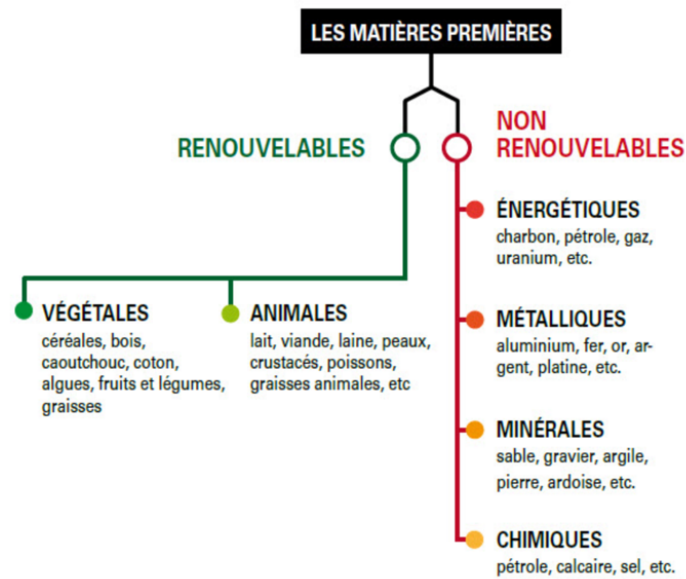


FIGURE 2.8 – Quelles sont les matières renouvelables? [18]

Pour un meilleur recyclage dans la filière bois, il existe d'ailleurs un classement en trois catégories [Figure 2.9]. Le premier (A) est pour le bois non traité, celui-ci peut alors servir de compostage, de bois comme combustible ou encore pour la fabrication de papier. Le second (B) comprend les bois composés de peu d'adjuvants. Il est possible de les recycler en panneaux de bois aggloméré ou avec les déchets non dangereux. Et enfin la troisième (C) regroupe les bois fortement adjuvantés qui sont traités comme des matériaux dangereux et qui doivent subir un traitement thermique accru. Pour conclure sur cette note concernant le recyclage, des éléments bois industriels comme par exemple les coffrages pour le béton, une fois nettoyés peuvent avoir diverses fonctions.

2.1.2.3 | Point sur la bonne gestion du matériau bois

Comme notifié plus haut, le bois est une ressource renouvelable et abondante. En théorie, cela signifie qu'augmenter le nombre de constructions en bois ne poserait pas de problème. Cette conclusion simplifiée n'est vraie que si le bois utilisé dans les constructions provient de forêts convenablement gérées. Une forêt convenablement gérée peut se définir comme une forêt en bonne santé et qui se renouvelle tout en apportant aux hommes ce qu'ils en attendent [12].

Pour ce faire il existe la certification, un moyen qui permet de s'assurer (en tant que consommateur) que la forêt est effectivement gérée de façon durable.

Liste verte classe A		<ul style="list-style-type: none"> - Compostage - Bois énergie - Fabrication papier
Liste orange classe B		<ul style="list-style-type: none"> - Nouveaux panneaux
Liste rouge classe C		<ul style="list-style-type: none"> - Traitement spécifique

FIGURE 2.9 – Classification du bois dans le processus de recyclage

La plus connue de ces certifications est celle délivrée par l'association PEFC [Figure 2.10]. Pour se faire, une série de règles précises ont été mises en place s'appliquant du forestier jusqu'aux revendeurs. En terme de chiffre, ce système de certification est le plus répandu au monde avec plus de 230 millions d'hectares certifiés. En Wallonie, ce sont 283.000 hectares, soit plus de 50% des forêts qui sont actuellement certifiés PEFC.



FIGURE 2.10 – Logo de l'association PEFC [19]

Une autre façon de percevoir le caractère durable lors de l'utilisation du bois dans la construction se fait via la création de schémas circulaires comme illustré sur la [Figure 2.11]

binderholz - la valorisation totale de la ressource qu'est le bois

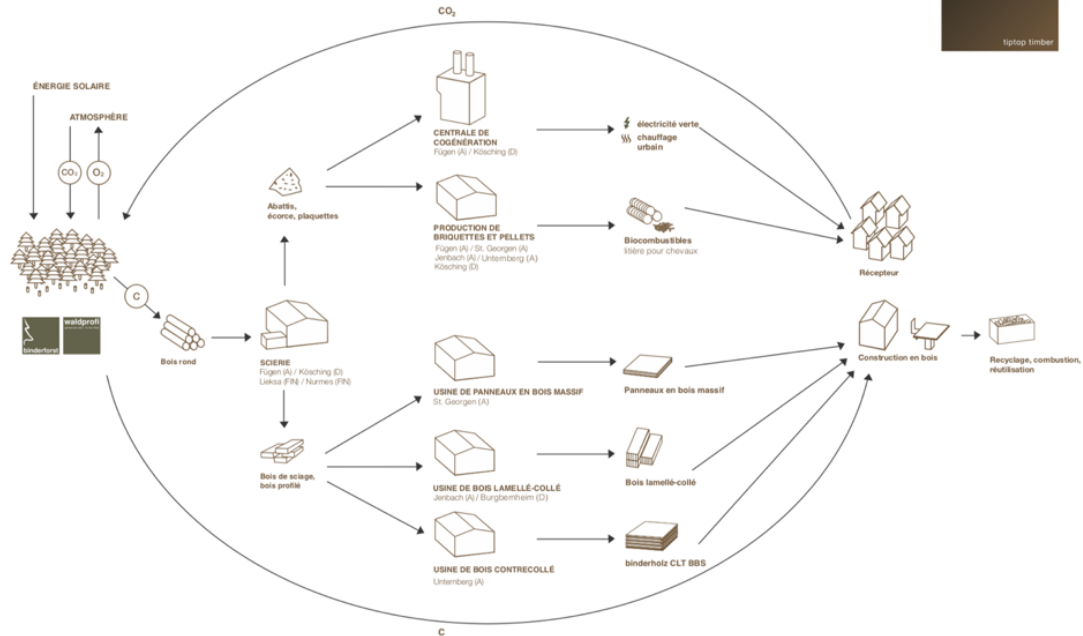


FIGURE 2.11 – Valorisation du bois - Économie circulaire [20]

2.2 | Poutres en bois de fortes sections

Le bois est donc un matériau naturel, qu'on usine mais qu'on ne crée pas de toute pièce. Cela signifie aussi que nous sommes limités pour les sections disponibles mais aussi pour les portées accessibles (en général 6m). Pour palier ce soucis de longueur, on assemble plusieurs bout de bois. On placera ce genre de bois travaillé sous le nom de bois d'ingénierie. Ce bois est le résultat d'un assemblage de bois massif afin de créer des produits structurants. Ce bois d'ingénierie est travaillé d'avantage, son prix est donc plus élevé et son impact environnemental également dû aux plus nombreuses transformations qu'il subit. Dans ce genre de bois, on assemble des "petits morceaux" qui formeront une grande poutre. Le fait de pouvoir prendre des longueurs moindres, permet de travailler avec des bois plus locaux car il n'est pas indispensable de trouver de "grands" arbres. Cette technologie permet donc une utilisation plus efficace de la ressource première. Créer cet assemblage procure de nombreux avantages pour la future poutre dont l'un des plus importants : il réduit les nœuds et les imperfections locales, la résistance mécanique se voit donc plus uniforme. Le choix de dimensions est donc plus vaste, les portées maximales sont augmentées et il est possible de créer des portées continues.

2.2.1 | Le bois de charpentes composite

Dans ce travail, nous nous focaliseront sur le bois de charpente étant donné que l'idée proposée et discutée est essentiellement d'application pour les poutres. Le bois de charpente composite est aussi appelé Structural Composite Lumber ou SCL. Sous cette appellation de bois de charpente composite se retrouve des éléments structuraux conçus à partir de collage de placages(ou de lattes) ou de copeaux de bois. Ceux-ci sont alors assemblés à l'aide d'adhésifs puissants hydrofuges afin de se rapprocher au maximum d'un bois de sciage traditionnel. Dans cette famille SCL, on retrouve trois catégories de bois : Le bois de placages stratifiés ou lamibois (LVL - Laminated Veneer Lumber), le bois à copeaux parallèles (PSL - Parallel Strand Lumber) et enfin le bois de longs coupés laminés (LSL - Laminated Strand Lumber). L'utilisation de cette catégorie de bois est essentiellement réservée au milieu sec (donc aucune utilisation à l'extérieur). Les copeaux qui les constituent sont orientés de façon parallèle au sens des poutres et comme celles-ci ne possèdent pas de cotés supérieurs ou inférieurs leurs positions sur chantier n'influencent pas la résistance. C'est là, l'un des grand avantage vis-à-vis du bois lamellé collé qui possède une orientation verticale et qui est "designer" pour posséder une cambrure.

2.2.1.1 | Le lamibois (LVL)

Le lamibois est le résultat d'un assemblage de couches de placages, obtenues par déroulage, à l'aide de liants organiques hydrofuges. En général les fibres sont orientées dans la même direction que la pièce. L'assemblage se fait, au minimum, à l'aide de 5 couches d'une épaisseur qui varie de 2 à 6mm. Suite à cet assemblage, il en résulte un produit qui possède une meilleure distribution des nœuds et des autres défauts présents dans le bois brut. Ce produit a la possibilité d'être soit homogène et donc constitué d'une seule essence de bois mais il est possible d'assembler des plaques de différentes essences. Le domaine d'application pour le lamibois varie entre les solives, chevrons, pannes mais aussi les poutres.

Enfin pour ce qui est des longueurs maximales, ces éléments peuvent atteindre plus de 20m permettant alors une portée continue dans la plus grande partie des cas. Cependant les constructeurs se limitent souvent aux tailles maximales transportables sur camion qui sont inférieures à cette dernière valeur.



FIGURE 2.12 – Profil du lamibois

2.2.1.2 | Bois à copeaux parallèles (PSL)

Ce type de bois est constitué des copeaux de placages collés et mis sous pression. Ces copeaux sont généralement superposés et orientés dans le sens de la pièce. Ces copeaux ont une dimension minimale de 6,4 mm et possèdent une longueur moyenne de 300 fois cette dimension (aux alentours de 2m). Le fait que ce matériau soit réalisé sous pression induit une plus grande densité. Ajouté à cette pression, l'adjuvant qui sert de liant remplit les trous et les défauts, la résistance se voit donc augmentée. L'application principale de ce procédé est la fabrication de poutres de grandes sections et de grandes portées comme poutres de charpentes. Notons que ce type de poutre possède un caractère visuel spécifique, cet aspect unique en fait un bon matériau pour les poutres apparentes.

Notons que l'on retrouvera généralement ce produit sous le nom de " Parallam " qui est en fait la marque du produit inventé, développé, breveté et commercialisé par Weyerhaeuser. Il en est le seul fabricant au monde.



FIGURE 2.13 – Profil du bois à copeaux parallèle (PSL)

2.2.1.3 | Bois de longs copeaux laminés (LSL)

Ce type de bois est analogue à celui décrit juste au-dessus. Si ce n'est que pour les dimensions des copeaux, la plus faible ne doit pas dépasser 2,5mm et leur longueur moyenne doit être au moins 150 fois plus grande. Comme les deux premiers types de bois décrits ci-dessus, celui-ci est une solution parfaite de substitution au bois de sciage pour les poutres, solives, linteaux et montants pour les murs de grandes hauteurs.



FIGURE 2.14 – Profil du bois de longs copeaux laminés (LSL)

Pour ces 3 types de bois, leur fabrication suit le même schéma en quatre étapes :

1. Déroulage des placages et découpe des copeaux
2. Séchage des placages et des copeaux
3. Assemblage, encollage et durcissement de l'adhésif
4. Découpe et mise en paquets

2.2.2 | Focus sur le bois lamellé collé ou BLC

2.2.2.1 | Histoire et développement du BLC

Comme cité brièvement dans la première partie de ce travail, c'est de l'esprit de l'architecte français Philibert De l'Orme (1514-1570) que naît l'idée de ce matériau. Étant spécialiste de la construction en pierre et de la charpente marine, il a l'idée " d'assembler les deux " : créer une voûte en bois que jusqu'alors on limitait au matériau pierre. Le but est, comme on le connaît aujourd'hui, d'obtenir une structure qui ne travaille qu'en compression et qui permet les grandes portées. À cette époque, il ne s'agit pas encore de colle mais de simples lamelles assemblées et solidarisées par d'autres pièces en bois. Cet assemblage permet de réaliser des fermes cintrées [Figure 2.15].

Dans l'un de ses ouvrages les plus connus, il insistera sur les nombreux avantages qu'offre cette technique. Du fait de l'assemblage de petites pièces, il n'y a plus de limitation par rapport aux tailles des arbres, il y a plus d'espace sous la charpente comparé aux fermes traditionnelles mais surtout le remplacement de pièces ponctuelles est possible ! Cela coûte évidemment moins cher et permet une plus grande longévité de la structure. La plus grande partie des structures de cette époque a malheureusement disparue aujourd'hui. Cependant il reste de De l'Orme les charpentes des deux tourelles du château de Bonnemare qui ont été conservées et rénovées [Figure 2.16].

Un autre exemple impressionnant est la charpente en berceau de la caserne de Rochambeau à Mont-Dauphin [Figure 2.17] qui reprend le procédé inventé par De l'Orme.

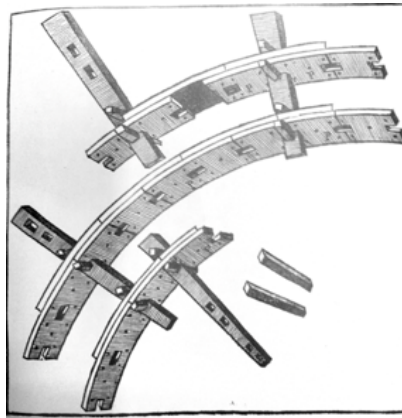


FIGURE 2.15 – Invention du français Philibert De l'Orme (1514-1570) [21]



FIGURE 2.16 – Exemple de la technique De l'Orme au Château de Bonnemare [22]

Comme souvent dans l'histoire, c'est dans le domaine militaire qu'on utilise d'abord ce nouveau procédé. Les méthodes varient en fonction de la situation géographique mais le principe pour la construction de nouvelles casernes reste identique : celui de De l'Orme. Au XIX^{ème} siècle, c'est un autre français, le Colonel Emy (1771-1851) qui marque une nette avancée. En premier lieu il regroupa le savoir de cette technique et travailla pour augmenter les portées. Il proposa alors un cintrage d'un empilement de planches maintenues par des liens mécaniques tels que des boulons et des colliers en acier. En parallèle aux travaux de ce colonel, on construit en Grande-Bretagne la première structure courbe comprenant un arc composé de lamelles assemblées par collage.

C'est une cinquantaine d'années plus tard qu'un charpentier et ingénieur alle-



FIGURE 2.17 – Caserne de Rochambeau - Mont-Dauphin [21]

mand, Otto Hetzer (1846-1911), met au point une colle qui lui permet de créer du bois lamellé collé comme nous le connaissons aujourd'hui. En plus de ne pas être limité par les longueurs naturelles des arbres, cette nouvelle technique permet de sélectionner les bouts de bois qu'on assemble pour créer une pièce avec de meilleures caractéristiques mécaniques. Par exemple, Hetzer combinait du hêtre, pour les parties en compression ou mixte, et de l'épicéa pour les parties en traction. En terme de valeurs chiffrées, le hêtre possède une résistance en compression allant jusqu'à 54 MPA contre 50 pour l'épicéa et celui-ci possède une résistance en traction de l'ordre de 90 MPA contre " seulement " 65 pour le hêtre [23].

Alors que ce charpentier gardait la recette de sa colle secrète, c'est à l'exposition universelle de Bruxelles en 1910 qu'il expose son invention au monde. Il réalise une structure hors normes constituée d'arcs en bois lamellé collé [Figure 2.18]. De ce " point de départ ", Hetzer se concentre sur les bâtiments de grandes tailles (gares, halls, hangars,...) tout en vendant une licence d'exploitation dans les pays limitrophes.

2.2.2.2 | Caractéristiques du BLC

Les lamelles qui constituent un BLC proviennent d'essences adaptées à la construction, le plus souvent il s'agit des résineux(sapin, douglas, épicéa...). En terme de caractéristiques physiques, ce bois possède une masse volumique à 15% d'humidité qui varie entre 400 et 500 kg/m^3 , et un coefficient de conductivité thermique faible (0,12 W/mC). La norme EN 14080 définit la classe à laquelle appartient un élément en BLC suivant la classes des lamelles qui composent cet élément. Lorsqu'on connaît la classe d'un élément, il est alors possible de connaître les caractéristiques propres du bois telles que la masse volumique, le module d'élasticité ou de cisaillement ainsi que les résistances en



FIGURE 2.18 – Poutre BLC sur banc de serrage [21]

flexion, en traction/compression et au cisaillement. Le classement du BLC s'écrit comme " GL 24 h ", où les GL signifie glulam, le h (ou c) signifie homogène (ou composé) et enfin le nombre 24 est la résistance en flexion de l'élément en MPa. Les résistances les plus courantes utilisées dans le domaine de la construction vont de 24 à 30 MPa.

Les formes possibles sont diverses (I, T, L,...) et il est possible de créer des poutres courbes. L'épaisseur des poutres est toujours un multiple de celles des lamelles, soit généralement 42mm ou 33mm. Lorsque les éléments fabriqués sont fortement cintrés, l'épaisseur des lamelles peut être réduite jusqu'à une valeur de 15mm. Tandis que la longueur maximale est limitée par le transport, en général entre 25 et 30m.

2.2.2.3 | Adhésifs

Les premières utilisations de colles structurales voient le jour dans le domaine de l'aéronautique lors de créations d'assemblages métal-métal. Au départ très toxiques, des adhésifs de moins en moins émissifs ont été mis au point pour répondre aux réglementations européennes. Les colles actuelles possèdent une telle performance que leur résistance au cisaillement est supérieure à celle du bois. Il y a deux principaux facteurs qui influencent la résistance du collage : le premier étant la qualité de surface du bois et

le second la régularité de la colle (épaisseur constante et fine). La colle représente trois pourcent de la masse d'une poutre et un cinq-centième de la surface libre [21].

Comme ce genre de structures va être soumis à de fortes contraintes, il est important que les colles répondent également aux grandes sollicitations. C'est la norme européennes EN 301 concernant les adhésifs pour les structures portantes qui fixe les règles. Celle-ci les classe suivant deux catégories :

- Classe I, résiste aux expositions extérieures et aux températures $>50^{\circ}\text{C}$. Soit les classes 1 à 3 conformément à l'EC5 .
- Classe II, pour usage intérieur chauffé et ventilé ou extérieur couvert et températures $<50^{\circ}\text{C}$. Soit les classes 1 et 2 conformément à l'EC5 .

Aujourd'hui, les deux principaux adhésifs sont la MUF (Mélamine-Urée-Formol) et la PU (Polyuréthane). Lors de l'utilisation de ces colles, il faut être particulièrement attentif aux caractéristiques données par le fabricant telles que : le grammage, le temps de polymérisation ou encore l'environnement de stockage de la colle.

2.2.2.4 | Résistance des colles au feu et aux environnements agressifs

De par la résistance particulière de la colle et les grandes portées qu'offre le bois lamellé collé, son utilisation s'est étendue aux bâtiments agricoles (forte concentration d'ammoniac) et aux piscines (forte concentration de chlore).

Lors d'un incendie, une poutre en bois exposée au flamme brûle et forme une couche de carbonisation sur sa périphérie. Cette transformation en charbon est lente, de l'ordre de $0,4/0,8 \text{ mm/min}$ [24]. Cette couche est très peu conductrice et joue un rôle protecteur vis-à-vis du noyau. Contrairement à l'acier qui perd rapidement ses propriétés mécaniques, le bois quant à lui garde ses propriétés [Figure 2.19]. Il s'opère par contre une réduction de section et il y a lieu d'en tenir compte dans les calculs concernant la résistance au feu d'un ouvrage en bois lamellé collé.

2.2.2.5 | Étapes de constructions d'une poutre en bois lamellé collé

La fabrication d'une poutre en bois lamellé collé [Figure 2.20] est un processus minutieux et fortement contrôlé. De cette partie nous nous contenterons d'une description peu détaillée car chaque phase possède des exigences spécifiques. Celles-ci seront analysées dans un chapitre futur. Il est possible de décomposer cette production en 9 étapes principales :

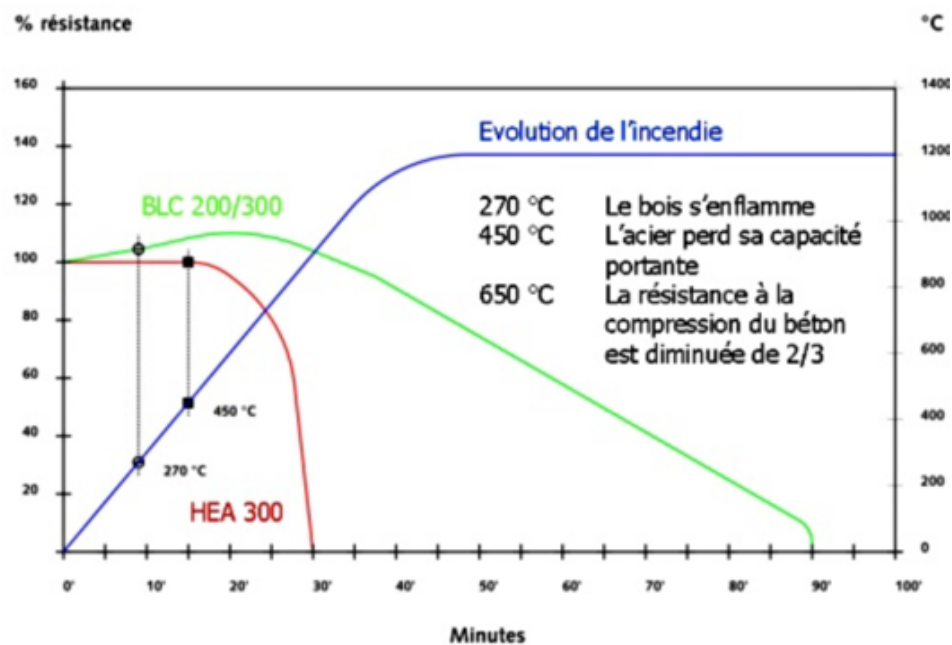


FIGURE 2.19 – Comparaison HEA300/BLC200 face à un incendie [25]

1. Dépilage & triage : les pièces de bois sont classées par essence, épaisseur ou encore classe mécanique. Cette étape permet d'éliminer les singularité et défauts ;
2. Contrôle d'humidité : la variation d'humidité est analysée (une différence trop importante au sein d'une même poutre introduirait des problèmes de torsions lors du séchage) ;
3. Entourage et aboutage : sous température contrôlée, on réalise des entures (sorte de dents) aux extrémités, on y met de la colle pour ensuite les assembler par pressage. On fait le choix d'utiliser des longueurs différentes de multiple de la longueur final afin de ne pas superposer les joints. ;
4. Corroyage des lamelles : opération pour obtenir une épaisseur uniforme et éliminer la colle excédentaire. Une tolérance de parallélisme est appliquée afin d'éviter de la distorsion dans le produit final ;
5. Encollage : pour que l'encollage soit convenablement réalisé, il faut que la surface de la pièce soit propre. L'application de la colle se fait de manière uniforme et son grammage varie en fonction de la température de l'élément. L'application de la colle et du durcissement se font parfois en deux étapes ;
6. Pressage : à l'aide de presses hydrauliques, les lamelles sont maintenues dans la forme voulue durant le durcissement de la colle. Un resserrage régulier est effectué

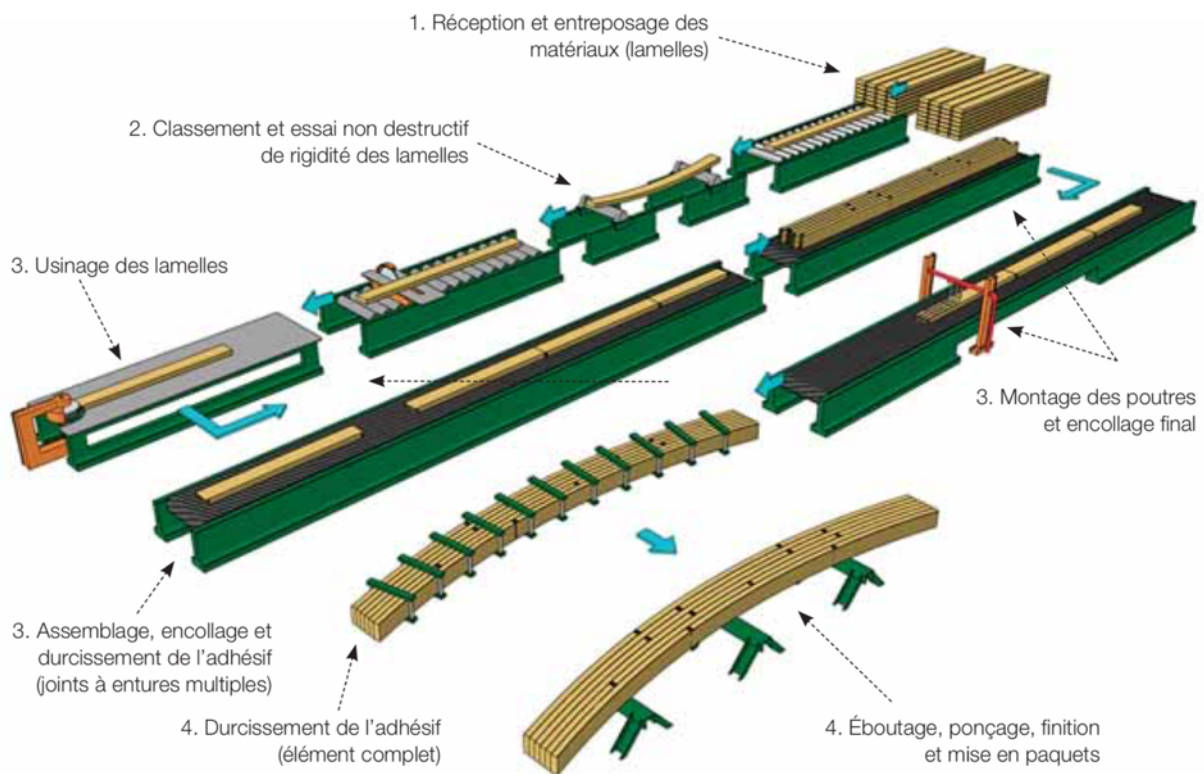


FIGURE 2.20 – Chaîne de fabrication du BLC [26]

durant cette étape dû au retrait par le séchage de la colle

7. Séchage : avant toute autre étape, la pièce finale est mise au séchage durant 12h environ. Cette phase peut être fortement accélérée en utilisant une presse à haute fréquence (agitation des molécules d'eau) ;
8. Rabotage : obtention de la section finale désirée en rabotant les 4 faces (surface finale) ;
9. Taillage et usinages : Cette dernière étapes consiste à raboter les endroits qui n'ont pas été fait durant la phase 8 mais aussi à percer et usiner la poutre pour son utilisation future.

2.3 | Matériau bois

Il est intéressant dans cette partie d'exposer certaines propriétés du bois plus en détails. Comme vu dans les sections précédentes, le bois est un matériau largement utilisé dans la construction car il possède de nombreux avantages. Bien que peu nombreux, il existe

aussi des désavantages. Le premier et le plus important réside dans le fait que le bois résiste mal si il n'est pas protégé. Contre les intempéries, les champignons ou les insectes, il est indispensable de traiter le bois et de porter une attention particulière lors de la mise en place si on veut obtenir une certaine durabilité.

Le bois est un matériau naturelle, autant cette caractéristique est avantageuse pour notre bilan carbone mais beaucoup moins pour le " finition " du matériau. Le bois contient un grand nombre de défauts naturels comme les nœuds ou les fentes, le nombre d'essais pour la caractérisation du matériau doit donc être plus important.

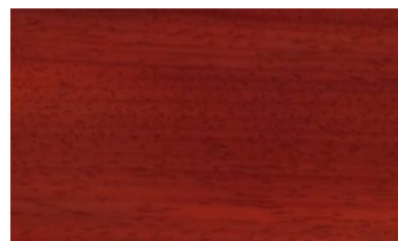
2.3.1 | Propriétés physiques

Alors que la plupart des matériaux de constructions sont isotropes, le bois déroge à la règle et est anisotrope. De cette anisotropie découle une résistance différente en fonction de la direction de sollicitation. En effet, le bois composé de fibres, possède une meilleure résistance lorsque les contraintes sont appliquées parallèlement aux fibres et il est donc primordiale d'en tenir compte lors du dimensionnement de structures.

Le bois est un matériau hétérogène, d'une part sa constitution diffère d'une essence à l'autre et d'autre part une différence peut être marquée dans une même espèce. La vitesse de pousse d'un arbre varie au cours de l'année (rapide au printemps, quasi nul en hiver), on dit d'un bois qu'il est hétérogène lorsqu'on distingue facilement les cernes de l'arbre (marque qui témoignent de cette variation). Notons que certains arbres comme le Paddouk ou le Wengé sont des bois homogènes.



(a) Douglas, bois hétérogène



(b) Paddouk, bois homogène

FIGURE 2.21 – Caractère homogène ou hétérogène du bois [2]

Une propriété physique importante du bois concerne l'hygroscopie. Cette propriété concerne sa capacité à absorber ou restituer l'eau. Elle exprime son taux d'humidité qui varie en fonction du milieu où il se trouve. L'hygroscopie est définie comme :

$$w = \frac{m_{\text{humide}} - m_{\text{sec}}}{m_{\text{sec}}} \cdot 100\% \quad (2.10)$$

il s'agit donc d'un rapport entre la masse d'eau présente et la masse du bois sec. Alors qu'un tronc qui vient d'être abattu se situe entre 40 et 200%, le taux d'humidité auquel on travail se situe entre 8 et 25% [27].

Cette capacité hygroscopique peut être avantageuse dans le cas où, par exemple, on utilise le matériau bois en tant qu'isolant thermique afin de stabiliser le flux d'humidité. Cependant cette capacité rajoute une difficulté lors de la découpe : le bois se dilate lorsqu'il est exposé à l'eau mais se contracte lorsqu'il est en séchage. De part sa propriété d'anisotropie, cela s'effectue de manière différente en fonction de la direction (radiale ou tangentielle) et influence le mouvement dans la future pièce de bois. Il est possible de calculer la variation dimensionnelle via

$$\Delta L = \frac{\alpha \cdot \Delta H \cdot L}{100} \quad (2.11)$$

Dans laquelle

ΔH est la différence de teneur en eau

α est le coefficient spécifique de retrait (radial/tangentielle)

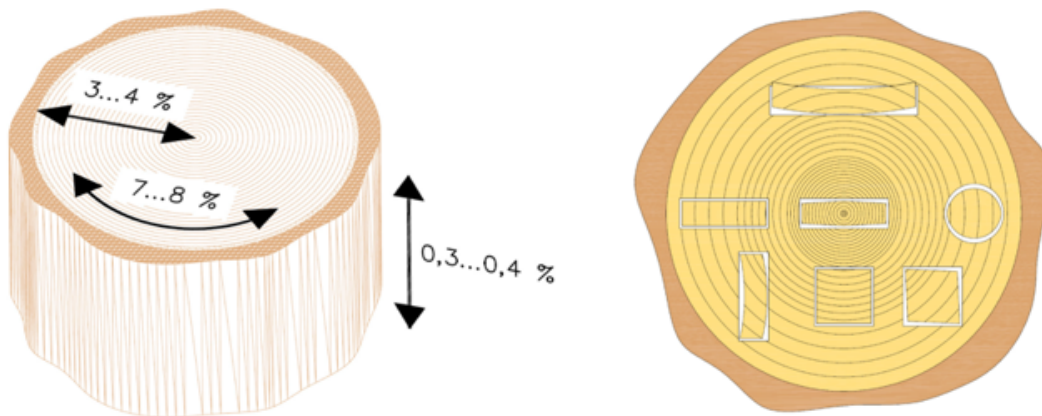


FIGURE 2.22 – Variation dimensionnelle du bois [27]

Notons également que lorsqu'un bois garde un taux d'humidité important pendant une longue période et que la température est suffisamment élevée, la pourriture s'installe. Le taux d'humidité du bois dépend donc de la température et de l'humidité relative de l'air.

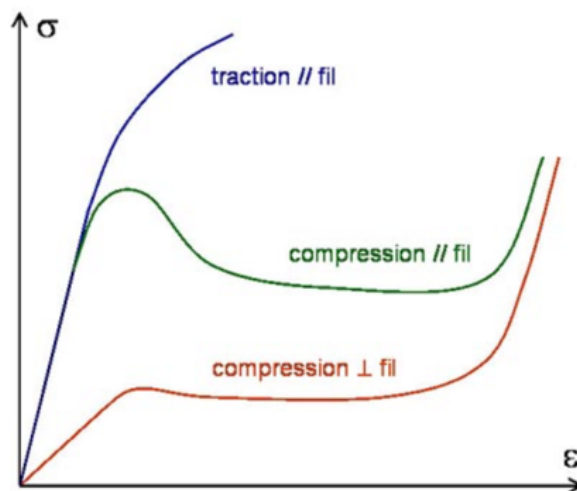


FIGURE 2.23 – Graphe contrainte déformation du bois [28]

2.3.2 | Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du bois dépendent directement des propriétés physiques citées ci-dessus et en particulier de celle de l'anisotropie. Le comportement du bois varie suivant le type de sollicitation.

Le bois a la capacité de se déformer sous une contrainte pour reprendre sa forme initial lorsqu'on relâche celle-ci. On dit qu'il possède un comportement élastique.

Au niveau de la rupture, elle a tendance à être fragile lorsqu'on le sollicite en traction tandis que lorsqu'il s'agit de compression, on voit apparaître un comportement ductile qui se traduit par une remontée de contrainte qui est dû au phénomène de densification du bois [Figure 2.23].

Afin d'effectuer des calculs pour le dimensionnement de structure en bois, il est important de connaître les valeurs des résistances caractéristiques. Ces résistances caractéristiques sont définies pour chaque type de sollicitation (compression, traction, cisaillement). Il s'agit de la valeur de résistance en dessous de laquelle se situe au minimum 5% de la population de l'ensemble des résultats. Le pourcentage d'essai pouvant être inférieur à f_k est égal à 5% [Figure 2.24].

Une explication plus approfondie trouvera sa place dans la partie de ce document consacrée aux essais.

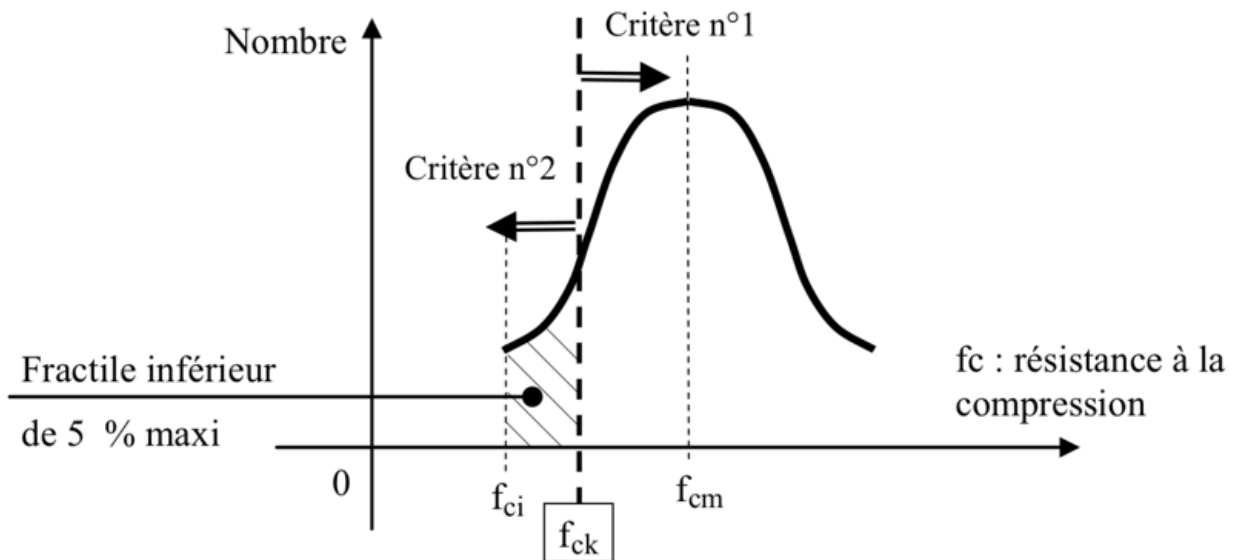


FIGURE 2.24 – Approche probabiliste - résistance caractéristique [29]

2.3.2.1 | Sollicitation en traction

Lorsque le bois est soumis à une sollicitation de traction, on voit sur la [Figure 2.23] que son comportement est principalement élastique et que le point de rupture est atteint sous peu de déformation. Au-delà de cette limite, les microfibrilles se rompent provoquant une rupture fragile du matériau. Notons que le comportement en traction du bois est influencé davantage par les défauts qui existent dans le bois par rapport à son comportement en compression.

La résistance caractéristique à la traction s'écrit, suivant la norme NBN EN1995-1-1 aussi nommée par la suite Eurocode 5 (EC5) : $f_{(t,x,k)}$ où le symbole " x " est remplacé par 0 lorsqu'il s'agit de traction axiale et par 90 lorsqu'il s'agit de traction transversale.

2.3.2.2 | Sollicitation en compression

La résistance en compression du matériau est moins importante que celle en traction. Le comportement en compression est un comportement dit élasto-plastique de par la présence d'un pallier plastique. La rupture se fait par pliure des fibres. Notons que lorsque l'élanement est suffisamment grand, il y a existence du phénomène de flambement qui doit être pris en compte dans les calculs de dimensionnement. La résistance caractéristique

tique à la compression s'écrit : $f_{(c,x,k)}$ où le symbole " x " est remplacé par 0 lorsqu'il s'agit de compression axiale et par 90 lorsqu'il s'agit de compression transversale.

2.3.2.3 | Sollicitation en cisaillement

Lorsqu'on parle de cisaillement dans une pièce de bois, il s'agit d'un glissement entre les fibres. Selon le type de sollicitation, ces fibres glissent de manières différentes [Figure 2.25]. La résistance au cisaillement d'une pièce de bois est notée $f_{(v,k)}$.

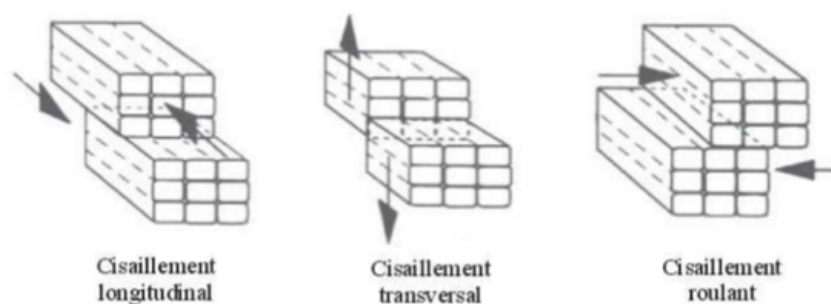


FIGURE 2.25 – Les différents modes de cisaillement [30]

2.3.2.4 | Sollicitation en flexion

Alors que la sollicitation en compression et le phénomène de flambement concernent le plus généralement les éléments verticaux tels que des poteaux, la sollicitation en flexion concerne le plus généralement les éléments tels que les poutres. Une sollicitation en flexion engendre dans une zone de la section de la poutre une sollicitation de compression et dans une autre zone, une sollicitation de traction. La rupture dans ce cas-ci sera mixte, dans la partie comprimée de la poutre, une phase plastique s'opère qui engendre alors une augmentation de la partie comprimée et donc une modification de la position de l'axe neutre. La hauteur en traction quant à elle se réduit ce qui provoque une augmentation de la contrainte et enfin la rupture des fibres [Figure 2.26]. La résistance caractéristique en flexion d'un échantillon est noté $f_{(m,k)}$.

2.3.2.5 | Cas particulier de sollicitation traction/compression en dehors des axes principaux

Lorsque la sollicitation n'est pas exactement dans le sens parallèle ou perpendiculaire des fibres [Figure 2.27], il faut considérer une combinaison des résistances caractéris-

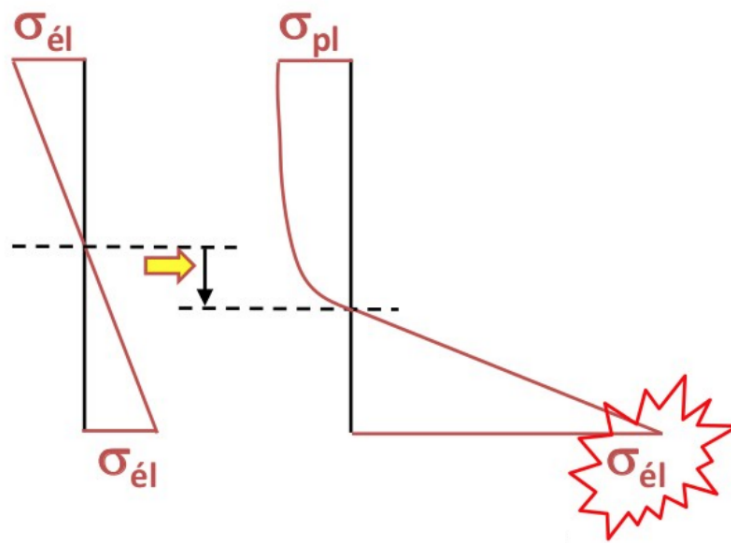


FIGURE 2.26 – Comportement d'une poutre en flexion [31]

tiques axiale et perpendiculaire. L'Eurocode 5 donne la formule qu'il convient d'utiliser :

$$f_{y,\alpha} = \frac{f_{y,90} \cdot f_{y,0}}{f_{y,90} \cdot \cos^2(\alpha) + f_{y,0} \cdot \sin^2(\alpha)} \tag{2.12}$$

Où la lettre " y " est remplacée par " c " lorsqu'il s'agit de compression et par " t " lorsqu'il s'agit de traction.

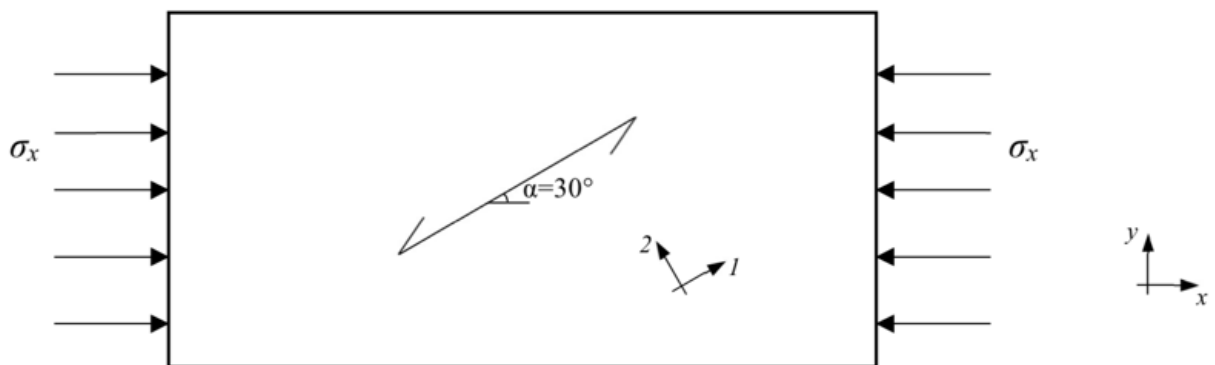


FIGURE 2.27 – Sollicitation suivant un angle de 30° par rapport à l'axe des fibres [32]

2.3.3 | Type spécifique de bois utilisé dans le TFE

Lorsqu'on utilise le bois en tant que structure, la norme oblige qu'une classification ait eu lieu. Ce classement permet aux concepteurs de connaître les valeurs caractéristiques du bois avec lesquels ils travaillent pour leur dimensionnement. Pour créer ce classement, ce sont les propriétés mécaniques et physiques qui sont prises en compte telles que la densité, la résistance ou encore le module d'élasticité.

Ce classement est fait de manière non-destructive et différencie en premier lieu si le bois appartient aux résineux, indice " C " (12 classes différentes), ou si il appartient aux feuillus, indice " D " (8 classes différentes). Dans cette classification, un nombre suit la lettre comme par exemple " D40 ", ce nombre représente la résistance caractéristique en flexion de la classe en MPa. Il est alors possible de déduire les différentes propriétés mécaniques en suivant les relations données dans la norme NF EN 14081.

Ce travail se basera sur un matériau appartenant à la classe C24, c'est-à-dire un bois résineux qui possède une valeur de 24 MPa comme résistance à la flexion. Les valeurs caractéristiques relatives à la résistance et les valeurs moyennes relatives à la rigidité de cette classe de bois sont reprise en encadré dans le tableau ci-dessous.

		Résineux						Feuillus						
		C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Mpa	$f_{m,k}$	18	22	24	27	30	35	40	30	35	40	50	60	70
	$f_{t,0,k}$	11	13	14	16	18	21	24	18	21	24	30	36	42
	$f_{t,90,k}$	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
	$f_{c,0,k}$	18	20	21	22	23	25	26	23	25	26	29	32	34
	$f_{c,90,k}$	2,2	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	8	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
	$f_{v,k}$	3,4	3,8	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4,5	5
Mpa	$E_{0,moyen}$	9000	10000	11000	11500	12000	13000	14000	11000	12000	13000	14000	17000	20000
	$E_{0,k}$	6000	6700	7400	7700	8000	8700	9400	9200	10100	10900	11800	14300	16800
	$E_{90,moyen}$	300	330	370	380	400	430	470	730	800	860	930	1130	1330
	G_{moyen}	560	630	690	720	750	810	880	690	750	810	880	1060	1250

FIGURE 2.28 – Valeurs caractéristiques de résistances des différentes classes de bois [30]

Lorsqu'on dimensionne une structure aux ELU (états limite ultimes), les valeurs caractéristiques de résistance ne peuvent pas être entièrement prises en compte. Un coefficient réducteur est appliqué en fonction de l'exposition de la structure aux intempéries. Un indice allant de 1 à 3 illustre les ouvrages protégés de l'eau (classe 1) tel qu'une charpente sous une toiture. La classe 2 couvre les ouvrages partiellement protégés et

la classe 3 les ouvrages exposés aux intempéries [30]. Les conditions pour définir ces 3 classes sont normalisées et définies par la norme NBN EN 384. Pour prendre en compte l'appartenance à une certaine classe, l'Eurocode 5 applique un certain coefficient réducteur sur les valeurs des résistances caractéristiques : k_{mod} . En plus de celui-ci, un autre coefficient γ_m est utilisé et caractérise l'incertitude des propriétés du matériau. La valeur " finale " pour le dimensionnement de structure est alors donné par l'expression

$$f_{x,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{x,k}}{\gamma_M} \quad (2.13)$$

Dans laquelle la lettre " x " est remplacé par " c " pour la compression, " t " pour la traction et enfin " m " pour la flexion.

Notons qu'il existe une seconde approche non destructive, basée sur la norme NF B52-001 qui détermine les classe de résistance mécaniques en fonction des singularités visibles sur le sciage. Le tableau ci-dessous reprend le tableau concernant le sapin et l'épicéa appartenant à classe C24.

Type de singularité		Valeurs critiques d'admission	
Largeur des cernes d'accroissement		< 8 mm	
Diamètre des noeuds	Sur la face	$\emptyset < 1/2$ de l et 50 mm maxi	
	Sur la rive	$\emptyset < 2/3$ de e et 40 mm maxi pour section < 200 cm ²	$\emptyset < 2/3$ de e et 80 mm maxi pour section > 200 cm ²
Fentes*	Non traversantes	Longueur < 1/2 de la longueur de la pièce	
	Traversantes	Longueur < 2 x largeur de la pièce	
Grosse poche de résine		Longueur < 80 mm	
Entre-écorce		Exclue	
Pente de fil	Générale	< 17 %	
	Locale	< 25 %	
Bois de réaction	Non traversant	< 3/4 de l ou 3/4 de e, 1 m de Longueur maxi	
	Traversant	Exclu (sauf si largeur < 1/10 de la largeur de la pièce)	
Fentes d'abattage et ruptures dues au vent		Exclues	
Roulures		Exclues	

FIGURE 2.29 – Classe de résistance mécaniques en fonction des singularités visibles sur le sciage [33]

Des alternatives au bois lamellé collé

Les avantages du bois lamellé-collé sont nombreux et ont été, pour la plupart, abordés dans le chapitre précédant. Ce procédé est particulièrement adapté pour nos régions européennes mais connaît certaines limitations dans d'autres régions du globe.

3.1 | Raisons de ne pas se limiter au BLC

Commençons par le coût, l'investissement matériel pour créer une chaîne de production de bois lamellé collé est très important.

Ensuite le savoir-faire de l'entreprise doit être certifié. Cette certification garantit les performances du matériau final. Comme exemple, nous pouvons citer ACERBOIS-Glulam : c'est un organisme qui base sa certification sur un contrôle continu à chaque étape de la production. Ce genre de marquage requiert des exigences élevées et les moyens à mettre en œuvre pour les respecter représentent un coût considérable lorsqu'il s'agit de petite entreprise. Les caractéristiques certifiées sont : la classe de résistance selon la norme EN14080 :2013, la classe d'utilisation selon la norme EN350, l'emploi d'un produit de préservation à vocation anti-termites, le type d'adhésif selon la norme EN301 et enfin l'utilisation d'approvisionnement " bois " provenant des forêts gérées durablement [34].

Une approche complémentaire pour se rendre compte des contraintes liées au bois lamellé collé consiste à effectuer une analyse détaillée des étapes de fabrication.

3.1.1 | Le séchage

Dans le processus de fabrication du bois lamellé collé, la première étape est d'obtenir un bois possédant une humidité relative comprise en 10 et 14%, idéalement 12%. Alors que certaines essences de bois peuvent contenir jusqu'à deux fois leur poids en eau lorsqu'ils sont sur pied[35], il est indispensable de procéder à une phase de séchage.

Avant l'existence d'un séchage artificiel, le bois était séché naturellement à l'air libre. On choisissait un emplacement géographique en hauteur, exposé au vent et on empilait les bouts de bois à intervalles réguliers pour en exposer la plus grande surface possible. À cette époque, on estimait que le bois séchait d'un centimètre par an pour les bois les plus durs contre 6 mois pour les bois les plus tendres [36].

La question du séchage artificiel est arrivé lorsque (presque) tout le stock de bois mis en séchage avait été utilisé durant la première guerre mondiale (1914-1918)[37]. Un apport d'air chaud "brut" constitua les premiers tests de séchages artificiels mais apporta des résultats décevants : L'évaporation trop rapide en surface fait apparaître des fentes et certaines fentes s'accroissaient vers l'intérieur pour ensuite devenir presque invisible en surface[37].

L'erreur commise dans ces premiers essais fût d'utiliser de l'air chaud et sec. Celui-ci favorisait la circulation de l'eau de l'intérieur vers l'extérieur (phénomène recherché) mais produisait également une évaporation superficielle. Ce problème fût réglé en utilisant de l'air *chaud* et *humide*. Ce dernier gardait la circulation de l'eau de l'intérieur vers la surface tout en diminuant l'évaporation superficielle. Pour un séchage optimal, à chaque degré d'humidité du bois doivent correspondre une température et un état hygrométrique déterminés de l'air à l'intérieur du séchoir.

3.1.1.1 | Les étapes de séchage

Il y a trois étapes principales dans le séchage artificiel du bois

1. **La période préparatoire** durant laquelle le but n'est pas de sécher le bois mais d'amener la masse de bois à la température du séchoir. L'atmosphère est très humide durant cette période.
2. **La période de séchage** durant laquelle on chauffe le bois. Comme énoncé plus haut, le respect des températures en fonction de chaque degré d'humidité est primordial pour éviter les fissures.

- 3. **La période d'équilibrage** durant laquelle le bois s'équilibre naturellement : l'humidité plus importante au centre de la pièce se répand uniformément dans la masse de celle-ci. Il est important de ne pas négliger cette étape en travaillant le bois à la sortie du séchoir au risque de voir apparaître des tensions dans les pièces de bois.

3.1.1.2 | Aspect énergétique de l'étape de séchage

Une première approche est de dresser le bilan de matière et celui de chaleur [3]. En s'appuyant sur la [Figure 3.1], on dresse alors les bilans de matière suivants :

- Bilan de matière sèche du produit :

$$\dot{m}_{s,1} = \dot{m}_{s,2} = \dot{m}_s \tag{3.1}$$

- Bilan de l'air sec :

$$\dot{m}_{as,1} = \dot{m}_{as,2} = \dot{m}_{as} \tag{3.2}$$

- Bilan d'eau :

$$\dot{m}_s(X_1 - X_2) = \dot{m}_s(Y_2 - Y_1) \tag{3.3}$$

Où X est la teneur en eau du produit et Y l'humidité absolue de l'air.

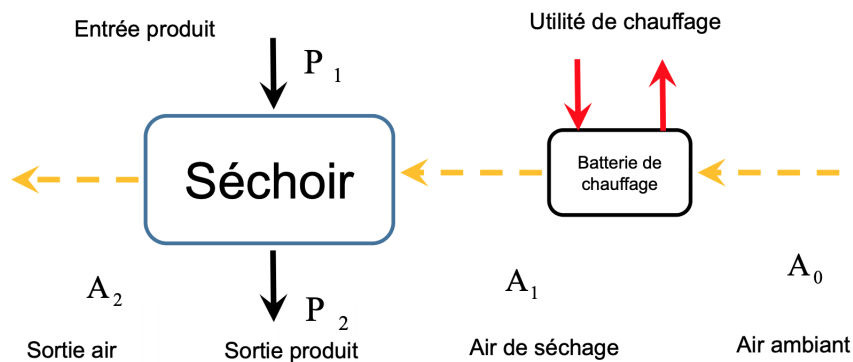


FIGURE 3.1 – Flux de matières d'un séchoir à bois [3]

On peut ensuite dresser un bilan de chaleur : On trouve alors la distribution de

	Air	Produit	Chauffage de l'air	Pertes par les parois
Entrée	$\dot{m}_{as}H_1$	$\dot{m}_s(1 + X_1)Cp_{p1}T_{p1}$	$\dot{Q} = \dot{m}_{as}(H_1 - H_0)$	/
Sortie	$\dot{m}_{as}H_2$	$\dot{m}_s(1 + X_2)Cp_{p2}T_{p2}$	/	\dot{Q}_p

TABLE 3.1 – Bilan de chaleur [3]

l'énergie fournie en égalant les flux à l'entrée et ceux à la sortie

$$\dot{Q} = \dot{m}_{as}(H_2 - H_0) + \dot{m}_s[(1 + X_2)Cp_{p2}T_{p2} - (1 + X_1)Cp_{p1}T_{p1}] + \dot{Q}_p \quad (3.4)$$

En remplaçant \dot{Q} par $\dot{m}_{as}(H_1 - H_0)$ [Tableau 3.1] et en réarrangeant les termes, on obtient

$$\dot{m}_{as}(H_2 - H_1) + \dot{m}_s[(1 + X_2)Cp_{p2}T_{p2} - (1 + X_1)Cp_{p1}T_{p1}] + \dot{Q}_p = 0 \quad (3.5)$$

Il existe un critère de consommation d'énergie CEM qui est la quantité de chaleur à fournir pour sécher 1 kg d'eau et est défini comme suit

$$CEM = \frac{\text{nergie Fournie}}{\text{Eau vapore}} = \frac{\dot{m}_{as}(H_1 - H_0)}{\dot{m}_{as}(Y_2 - H_1)} \quad (3.6)$$

Pour avoir un indice d'efficacité du séchoir, il est intéressant de faire le rapport entre cette valeur et la chaleur latente de vaporisation de l'eau. Des chiffres concrets ont été partagés lors d'une conférence datant de 2015[3]. L'exemple donné concerne le bois d'ingénierie, pour un temps de séchage de 90h, la consommation calorifique s'élève à 113 kWh/m³ de bois tandis que la consommation des ventilateurs s'élève à 8470 kWh.

La figure suivante présente de manière détaillée la consommation d'énergie par kilogramme d'eau de chacune des étapes. En se basant sur la même source, le bilan énergétique pour des éléments de bois (2x4 [cm]) de sapin baumier en été s'élève à 1,09 kWh/kg H₂O pour la consommation calorifique et 0,11 kWh/kg H₂O pour la consommation électrique[3]. On voit alors que les parties qui consomment le plus d'énergie sont celles du réchauffement de l'air injecté dans le séchoir mais surtout le réchauffement et l'évaporation de l'eau présente dans le bois. Une façon alternative de visualiser ces résultats est proposée à la [Figure 3.3].

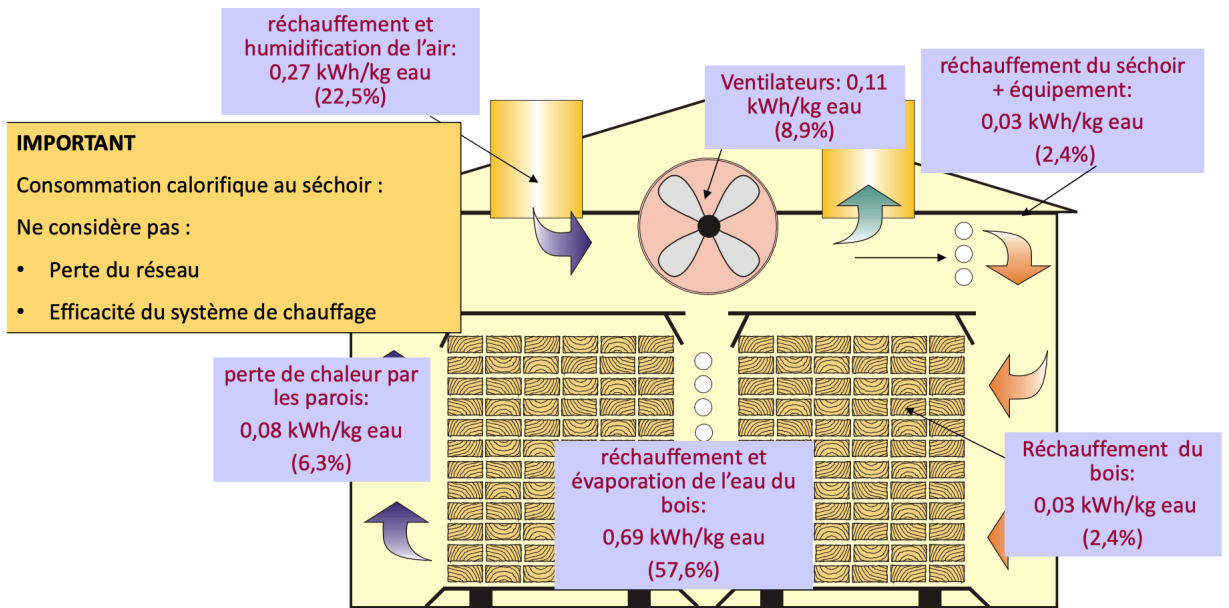


FIGURE 3.2 – Bilan énergétique : 2x4 sapin baumier en été [3]

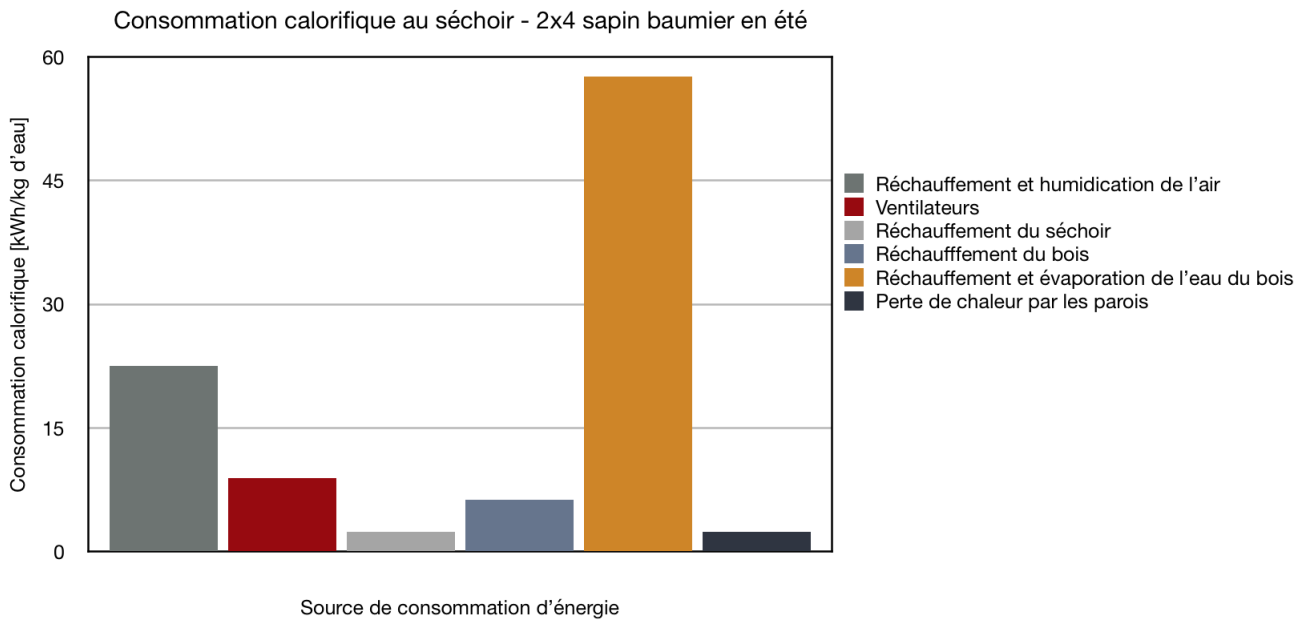


FIGURE 3.3 – Consommation calorifique au séchoir

3.1.2 | Enturage et aboutage

L'aboutage est un assemblage réalisé entre deux pièces de bois collées dans lesquelles ont été usinés des coins trapézoïdaux (ou entures). Cette étape permet d'assembler un grand nombre de lamelles de petites tailles pour obtenir la longueur finale désirée. Elle permet également de sélectionner les pièces et donc de diminuer le nombre de défauts [Figure 3.4]. Un bois de moindre qualité à la base peut donc servir à la confection d'une pièce finale possédant de meilleures caractéristiques.

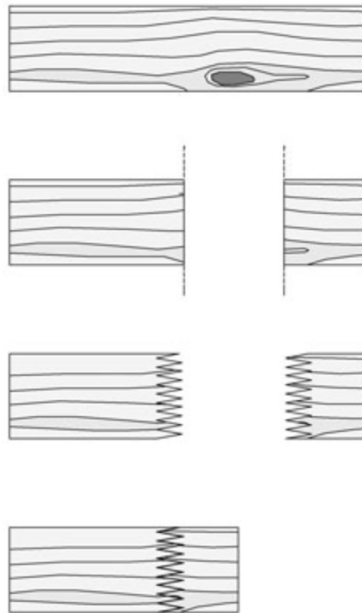


FIGURE 3.4 – Élimination des défauts dans la phase d'aboutage [38]

Il existe différentes géométries pour le joint entre les deux pièces de bois [Figure 3.5]. De nombreuses études ont été menées, notamment par Richards et Goodrick [39] afin de comparer la résistance mécanique (en %) du joint par rapport à la même pièce en bois massif. Tous s'accordent pour dire que le joint à biseau (E) est le plus résistant. Cependant on préférera l'option (D) dans laquelle il y a une moins grande perte de matière malgré qu'il soit plus difficile d'aligner convenablement les deux pièces que dans l'option (E).

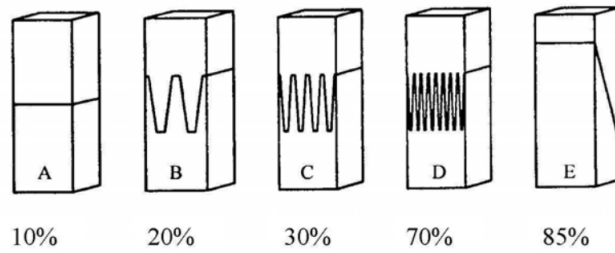


FIGURE 3.5 – Effet du type de joints sur la résistance mécanique [40]

3.1.2.1 | Géométrie

La géométrie du joint dicte la résistance potentielle du joint. L'étude de cette géométrie n'a pas été aisée puisque la variation d'une des grandeurs [Figure 3.6] fait varier (presque) toutes les autres.

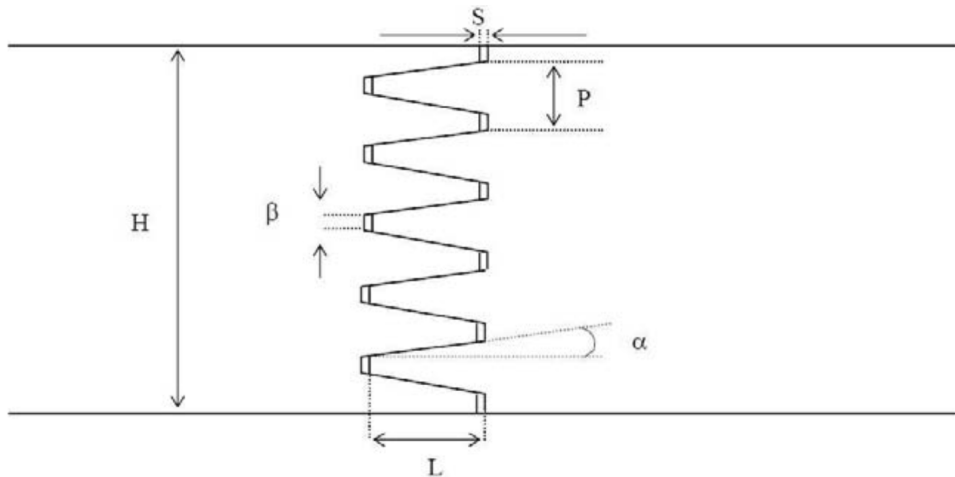


FIGURE 3.6 – Paramètres du joints d'aboutage [40]

Suite à ses travaux, Selbo [41] tire cinq conclusions sur la géométrie de ces joints :

1. La résistance à la traction augmente lorsque l'angle de pente α diminue. Mais le taux d'augmentation de la résistance à la traction diminue lorsque la pente diminue.
2. Lorsque α et β sont constants, la résistance du joint augmente lorsque P augmente.
3. Pour obtenir une haute résistance au cisaillement, L doit être suffisamment grand et α suffisamment petit pour obtenir une surface efficace suffisamment grand pour résister aux efforts de cisaillement.

4. Suite aux trois premières conditions, le paramètre prépondérant est le pas P . Plus les entures sont longues et a faibles pentes, plus la surface de collage est grande et plus la résistance à la traction et au cisaillement est importante.
5. La contrainte maximale due aux efforts de traction et cisaillement dépend peu de la pente α mais plutôt du ratio longueur des dents sur pas, $\frac{L}{P}$.

Ces conclusions apportent la confirmation du choix du type de joints (D) par rapport au types de joint (C) [Figure 3.5].

3.1.2.2 | Pression d'assemblage

Une fois que l'adhésif est appliqué sur les dents, on aligne les dents pour les assembler par pression. La valeur de la pression à appliquer est difficile à déterminer. Elle dépend du type d'adhésif, de l'essence du bois. Il est indispensable de retrouver un compromis entre haute pression pour agencer correctement les deux pièces et pression suffisamment faible pour ne pas endommager les dentures qui réduirait alors la résistance en traction. La pression appliquée est donc choisie en fonction de la longueur des entures [Figure 3.7]

3.1.3 | Rabotage

Suite au procédé d'assemblage qu'est l'aboutage, les lamelles sont rabotées et corroyées. Le but de cette étape est d'obtenir une planéité constante. Elle permet d'une part d'enlever les débordements de colle mais aussi d'obtenir un parallélisme (presque) parfait des faces des lamelles. Cette exigence sur le parallélisme évite, lorsqu'il s'agit de poutre de longue portée, un phénomène de distorsion au serrage.

En général le rabotage des lamelles s'effectue au maximum 24h avant l'étape d'encollage et l'épaisseur des lamelles rabotées varie entre 15 et 42 mm avec un écart maximum admissible par rapport à cette épaisseur égal à 0,2 mm [42].

3.1.4 | Encollage

Enfin, il existe une difficulté liée à l'élément qui procure la résistance d'une poutre en bois lamellé-collé : la colle. Tout d'abord pour pouvoir appliquer cette colle, l'état de surface des lamelles doit être très soigné (ce qui nous ramène à notre premier point concernant les coûts). Mais le plus compliqué est "l'ambiance" dans laquelle celle-ci doit être appliquée : température et humidité contrôlées. En effet, les colles développées que l'on

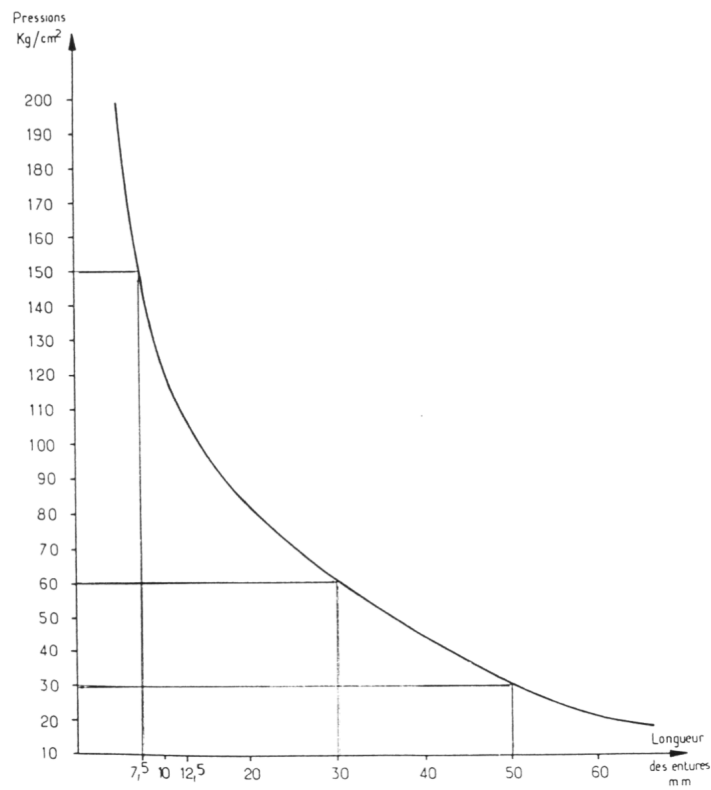


FIGURE 3.7 – Pression de serrage en fonction de la longueur des entures [40]

connaît dans nos régions satisfait les critères pour une utilisation en milieu tempéré. Dès que l'on se rapproche de régions tropicales, le taux d'humidité et la température s'élèvent et rendent l'étape du collage fastidieuse.

Le bois est également un matériau qui possède des caractéristiques mécaniques changeantes en fonction de l'humidité et cela pose des difficultés lors de l'application de la colle. Lorsque l'humidité du bois est trop élevée, la viscosité de la colle est altérée : les particules adhésives ne sont plus réparties uniformément et auront des difficultés pour se resserrer. Dans le cas contraire, si le taux d'humidité est trop faible, l'absorption de la colle sera plus intense et l'épaisseur du joint sera alors réduite [43]. Pour que ce procédé soit applicable en région tropical, il faut un séchage artificiel afin d'obtenir une hygroscopie uniforme et ensuite un ressuage à l'air libre dans le but d'obtenir une stabilisation qui évite l'apparition de contraintes élevées.

Toujours par rapport à la colle, ses propriétés sont impactées lorsque la température extérieure augmente. D'une part le temps de stockage des adhésifs est réduit et

Recommandations	Dense	Poreux	Forte rétractibilité	Carbonisation	Présence de résine ou matières grasses
Encollage double face	✓				
Augmentation de la viscosité de la colle		✓			
Procédé à deux encollages		✓			
Augmentation du grammage		✓	✓		
Augmentation de la température d'encollage	✓	✓			
Augmentation de la température de séchage des lames (>70°C)					✓
Augmentation du temps d'assemblage fermé	✓	✓			
Augmentation de la pression de serrage	✓			✓	✓
Rainurage des faces longitudinales	✓		✓		
Ponçage des lamelles avant collage	✓			✓	✓
Réduction de la section des lames	✓		✓		

FIGURE 3.8 – Ajustements pour un collage efficace [45]

d'autre part la polymérisation de la colle se fait plus rapidement : il y a donc moins de temps pour la phase d'assemblage de la poutre.

Notons également que la plupart des normes et colles ont été conçues pour du bois lamellé collé constitué de résineux. En effet, d'autres caractéristiques du bois comme sa densité influence le processus de collage. Encore une fois ce problème se retrouve dans les bois tropicaux qui possèdent une densité nettement supérieure. À titre d'exemple, le bois exotique massaranduba possède une densité de 1050 kg/m^3 contre seulement 550 kg/m^3 pour le pin sylvestre [44].

Pour prendre en compte la variabilité qui existe d'une essence à l'autre, on recommande certains ajustements pour que le collage soit efficace. Ces ajustements sont repris sur la [Figure 3.8].

3.1.5 | Les étapes de serrage et séchage

L'objectif de cette étape [Figure 3.9] est de maintenir les lamelles encollées dans la forme finale désirée jusqu'à la fin du processus de polymérisation de la colle.

Ce serrage est aujourd'hui, dans la plupart des cas, réalisé par des presses hydrauliques contrôlées numériquement. Celles-ci permettent une parfaite maîtrise des pressions de serrage. Il est également possible de procéder au serrage par l'intermédiaire de tiges filetées de fortes sections.



FIGURE 3.9 – Poutre courbe BLC sur banc de serrage [38]

La pression minimale à appliquer à la poutre dépend de l'épaisseur des lamelles. La pression augmentera quand l'épaisseur augmentera. Cette pression va de 6 bars pour les plus petites épaisseurs jusqu'à 10 bars pour les plus grandes [38].

3.2 | Les alternatives existantes

Comme décrit dans la section précédente, les étapes de fabrication du BLC sont nombreuses et exigeantes.

Quelque soit le choix du procédé de fabrication, le bon fonctionnement d'une poutre de forte section constituée de plus petites lames repose sur un déplacement nul à l'interface des lamelles. Le principe est donc d'empêcher tout glissement des lames vis-à-vis des autres, une étude plus détaillée de ce concept prendra place dans le chapitre 4. La création du bois lamellé cloué est un assemblage par liaison linéaire ou continue. Le soudage du bois est un autre type d'assemblage appartenant à cette même famille de liaisons linéaires. La particularité de ce type de liaison est la capacité d'assurer quasi intégralement la transmission des efforts à l'interface.

3.2.1 | Le soudage du bois

Quand on lit pour la première fois ce titre, les mots "soudage" et "bois" ne semblent pas pouvoir être associés. Pourtant il est possible de souder deux pièces de bois entre elles, ce procédé est basé sur la fusion des constituants des parois des fibres de bois : la lignine et les hémicelluloses. Il en résulte un enchevêtrement des fibres et donc une adhésion des pièces entre elles.

À ce jour, il existe deux méthodes principales de soudage du bois : Le soudage par friction linéaire et le soudage par friction rotative.

3.2.1.1 | Le soudage par friction linéaire

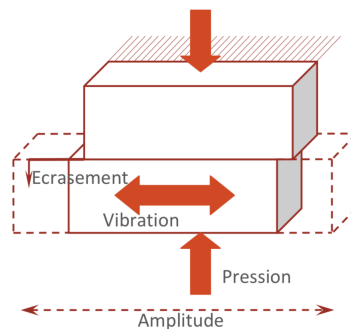


FIGURE 3.10 – Principe du soudage par friction linéaire [46]

Les travaux effectués sur ce type de liaison ont montré que l'orientation des pièces lors du soudage ont un grande influence sur la résistance du produit final [47].

Il existe deux limites principales à l'industrialisation de ce procédé. La première est la taille des éléments soudés. Alors qu'avec le bois lamellé collé les tailles limites des poutres sont dictées par les aléas du transport, la taille maximum de pièces soudées linéairement sont proches de 2 mètres. La largeur est elle aussi affectée et surtout limitée pour ne pas diminuer l'efficacité du soudage [46].

La seconde limitation est le comportement de ce types de liaison en milieu humide. L'exposition à une heure dans l'eau fait baisser la résistance en cisaillement des joints soudés de 80% et celle-ci est réduite de 100% en trois heures [48].

Ce type de liaison est donc principalement réservé pour une fabrication de petites pièces pour un usage exclusivement intérieur.

3.2.1.2 | Le soudage par friction rotative

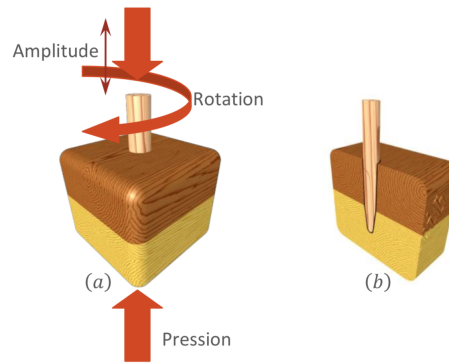


FIGURE 3.11 – Principe du soudage par friction rotative [46]

Pour cette seconde technique, une cheville de bois en rotation est insérée dans les pièces à assembler. Celles-ci ayant reçu un premier perçage en amont.

Il existe plusieurs inconvénients à cette technique. Souder l'entièreté du tourillon (élément de liaison) prend un certain temps ce qui dégrade la matière au niveau du joint de soudure et diminue donc la résistance mécanique. Le tourillon subit en parallèle une pression dans le but de l'insérer dans les pièces à assembler. Cette insertion forcée fragilise la soudure à peine créée.

Pour ce qui est de l'étude d'éléments constructifs, des travaux ont été réalisés sur des poutres d'une longueur de 2 mètres composées de deux lamelles assemblées par des chevilles cylindriques. Les résultats ont montré que les éprouvettes avec les chevilles soudées à 45° par rapport à l'interface sont ceux qui se rapprochent le plus des joints collés ou des échantillons massifs. Si nous prenons la liaison pour du BLC à 100%, les résultats pour des liaisons de poutres soudées approchent les 70% [49].

3.2.2 | Poutres lamellées cloués (et boulonnées)

En opposition aux liaisons continues, il existe les liaisons discrètes ou ponctuelles telles que les clous, les vis ou les boulons. L'étude du comportement des poutres clouées boulonnées a été le sujet de la thèse de P. Martin [50]. D'une part, les poutres assemblées seulement par boulonnage ont montré un glissement excessif au niveau de l'interface. Celui-ci est dû au pré-perçage nécessaire pour la mise en place du boulon. L'idée de P.

Martin est d'ajouter des clous pour limiter ce glissement.

Deux résultats différents dans cette thèse montrent que le comportement de ce genre de poutres est peu compétitif face à celui de poutres lamellées collées. Suite à un test de flexion en 4 points (tests détaillés plus loin dans ce travail (chapitre 4, la flèche de la poutre clouée approche trois fois la valeur de celle de la poutre collée [Figure 3.12].

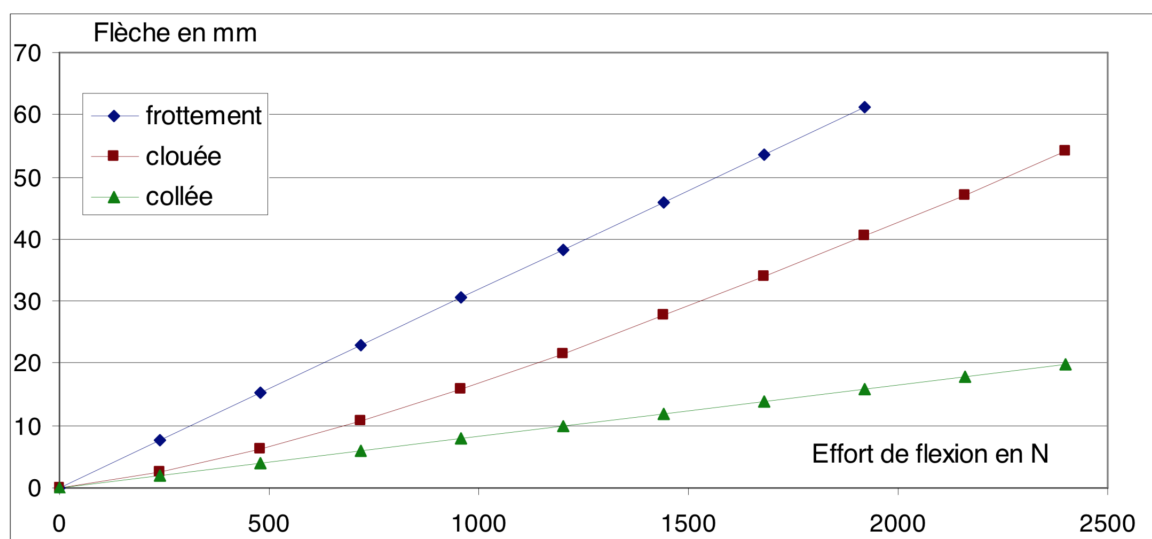


FIGURE 3.12 – Calcul de flèche suite à un effort en flexion [50]

D'autre part, une autre conclusion expérimentale tirée de cette même étude concerne le comportement et l'étude de la rigidité d'une poutre clouée. La poutre étudiée est composée de 5 planches, de 27 mm d'épaisseur, avec une densité de cloutage de 0,3 cl/d. Les résultats de cette poutre ont montré une rigidité à peine équivalente à celle de deux planches simplement superposées non clouées. Ces résultats très bas sont dus à l'existence d'efforts transverses qui écartent les lames au niveau de leurs extrémités. Ces efforts sollicitent alors les clous en arrachement. Étant donné que la résistance des clous à l'arrachement est faible, ceux-ci se décrochent [50].

3.3 | Le BLC dans le monde

Il est très difficile d'étendre l'utilisation du bois lamellé collé aux pays sans chaîne de production. L'utilisation du blc dans ces pays voudrait dire que les pièces fabriquées en Europe par exemple, devraient alors transiter à plusieurs milliers de kilomètres de leur endroit de production. Alors que le bois possède un caractère plutôt écoresponsable, un

tel voyage impacterait nettement son bilan CO_2 .

Une recherche approfondie sur le web n'a référencé aucune usine de production sur le continent africain. Cependant plusieurs entreprises initialement basées en Europe ont décidé d'avoir des filiales en Afrique du nord, citons par exemple la société française Arbomena [51], filiale d'Arbonis active sur le marché marocain ou encore la société italienne Holzbau [52] active sur le marché tunisien. Du côté universitaire, peu de travaux ont comme thème principal le bois lamellé collé, parmi ceux trouvés, une thèse [53] provenant d'une université algérienne affirmait l'inexistence d'utilisation du blc dans le domaine de la construction algérienne.

Si les références manquent pour l'Afrique du nord, elles sont presque inexistantes lorsque l'on se déplace vers le sud du continent. L'une des seules structures en bois lamellé collé référencées est celle de la Basilique Marie-Reine des Apôtres à Yaoundé au Cameroun construite en 2013. Le blc utilisé pour cette structure provient de deux types de bois différents (bubinga et moabi) trouvés au Cameroun. À cette époque, cette construction en bois fut une révolution, notons cette date en comparaison avec celles datant du 19^{ème} siècle en Europe.



FIGURE 3.13 – Basilique Marie-Reine des apôtres, Yaoundé, Cameroun [54]

Il existe pourtant un réel marché potentiel dans l'Afrique sub-saharienne. En effet, en particulier le bassin du Congo voit sa croissance démographique augmentée ce qui en résulte le développement des mégapoles. Cela se traduit ou va se traduire par des

évolutions en termes de consommation ou plus exactement d'autoconsommation des produits forestiers [55].

3.4 | Des bifaces comme solution proposée

Le but de ce travail est d'analyser la viabilité d'un autre type de liaison : des bifaces. Ces bifaces sont des connecteurs métalliques espacés de façon régulière liant les lamelles de bois de manière ponctuelle [Figure 3.14].

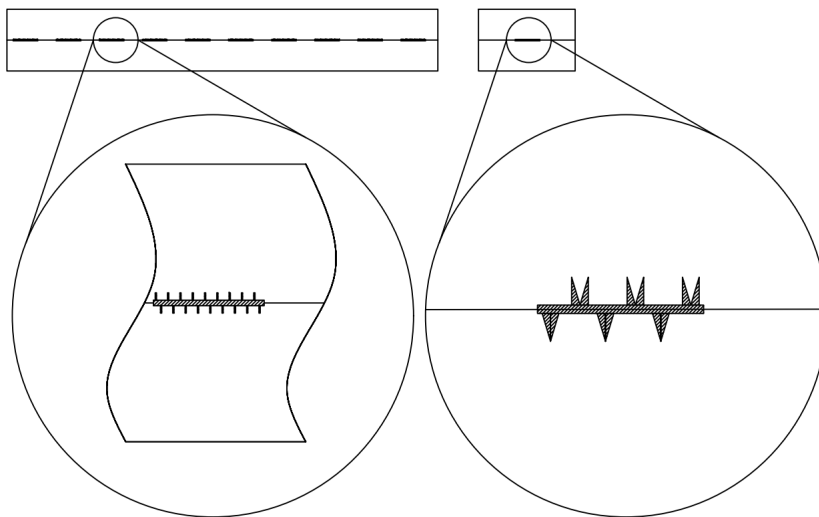


FIGURE 3.14 – Détails d'un système de liaison par bifaces

L'idée n'est pas de trouver une solution de substitution au bois lamellé collé. Celui-ci est profondément ancré dans le marché et possède des qualités architecturales propres.

Comme énoncé plus haut, les exigences lors de la fabrication du bois lamellé collé sont strictes et nombreuses et limitent donc sa production aux pays qui en ont les moyens. Cette solution alternative qu'est le biface pourrait alors créer de nouvelles opportunités dans certains contextes particuliers. Notamment dans les pays ne possédant pas de chaîne de production pour le bois lamellé collé ou encore dans les pays dans lesquels le climat n'est pas (ou peu) propice à l'application de la colle utilisée initialement.

Notons qu'une solution comme les bifaces pourrait remplacer les éléments actuels en bois lamellé collé pour lesquels on ne recherche pas de rendu architectural. Un

exemple concret et couramment utilisé sont les poutres de faîtière lors de la construction de toitures à deux versants [Figure 3.15]. Celles-ci constituées de bois lamellé collé ne sont généralement pas apparentes. Leurs coûts et le temps pour leurs fabrications pourraient être nettement réduits en substituant ces poutres faîtières blc par leur équivalent fabriquées avec des bifaces.

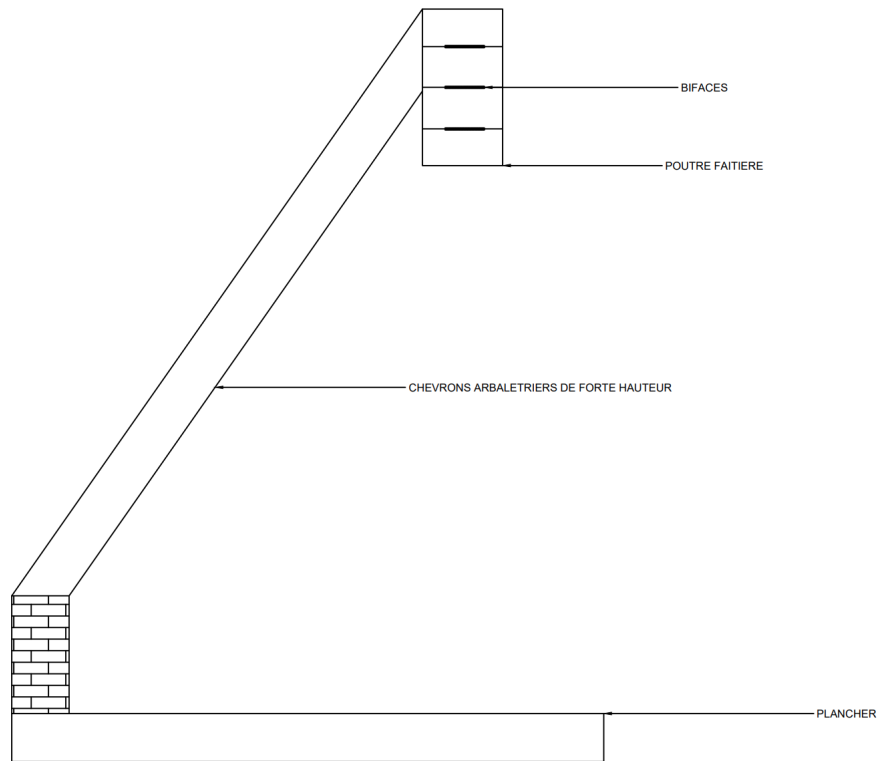


FIGURE 3.15 – Poutre faîtière d'une toiture à deux versants

3.4.1 | L'origine des bifaces

Avant d'utiliser largement le terme "biface" dans les chapitres qui suivent, il est intéressant d'apporter un complément d'informations sur leurs origines et leurs configurations.

3.4.1.1 | Composition des bifaces

Les bifaces utilisés dans ce travail seront de deux types. Le premier sera le fruit d'assemblage de deux connecteurs métalliques classiques (dents perpendiculaires à une seule face) soudés dos à dos. Le modèle de ces connecteurs classiques est un connecteur WOLF W101 construit par l'entreprise Wolf System [Figure 3.16]. Le second type

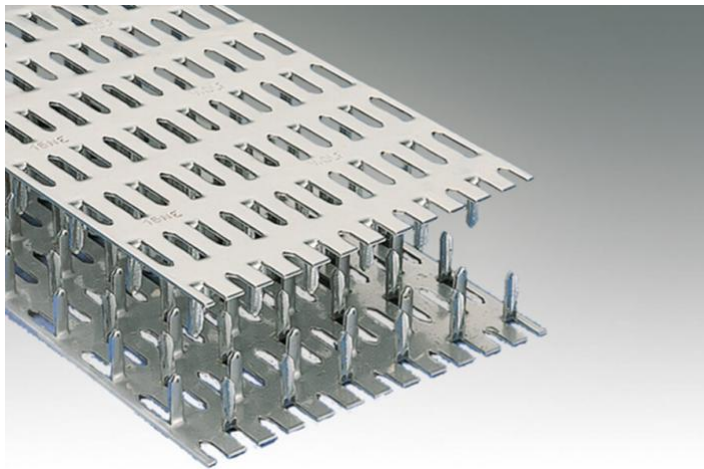


FIGURE 3.16 – Connecteurs métalliques classiques Wolf 101

sera composé de bifaces fabriqués par la société BOVA, entreprise tchèque spécialisée dans les connecteurs.

Notons qu'une description plus complète (notamment au niveau des dimensions) sera effectuée dans les chapitres consacrés aux tests expérimentaux.

3.4.1.2 | Historique et utilisation

Aussi appelé "punched metal connector plates" dans la littérature anglophone, les connecteurs métalliques classiques présent sur le marché ont fait leurs apparitions en Floride au début des années 50 [56]. De par leurs facilités de mise en oeuvre et leurs faibles coûts de production, cette solution de liaison s'est largement répandue.

Le domaine d'exploitation de prédilection pour ces connecteurs est la fabrication de fermes pré-fabriquées. Les membrures sont assemblées par pressage des connecteurs métalliques, placés symétriquement sur chaque face de celles-ci [Figure 3.17].

Bien qu'utilisés à des fins non-structurelles dans certains cas comme la fabrication de palettes, la construction de fermes représente 95% de leur utilisation [56]. Le nombre de constructeurs, au départ varié aux Etats-Unis et en Europe, s'est réduit à certains groupes importants tels que le constructeur Wolf au niveau européen et Mitek au niveau international. Certains constructeurs à l'échelle nationale existent tels que BOVA en République Tchèque ou encore SPA en Finlande.



FIGURE 3.17 – Ferme assemblée à l'aide de connecteurs métalliques [57]

3.4.1.3 | Les bifaces

A. L'idée en elle-même

L'idée en elle-même n'est pas nouvelle, un brevet [56] a été déposé aux USA dans les années 70 par John Calvin Jureit pour une invention portant le nom de "Two-sided fastener". Dans ce document, Jureit propose de souder deux connecteurs classiques dos à dos afin de créer un biface. En 69 [58], faisait son apparition un document similaire si ce n'est qu'il était précisé que les bifaces n'étaient pas là pour joindre deux pièces de bois (rôle joué par des boulons supplémentaires) mais bien pour renforcer l'assemblage.

Dans ce cas-ci, Jureit propose cette invention pour assembler deux éléments structuraux en précisant que ces connecteurs seront dissimulés entre ces deux pièces.

Bien que cette invention s'apparente fortement au sujet de ce travail, il n'est mentionné nul part la possibilité de créer des poutres de plus fortes section à l'aide de ce type de connecteurs.

B. Présence sur le marché

Les bifaces quant à eux ne sont pas très présents sur le marché. La recherche de fabricants s'est révélée fastidieuse. Malgré cela, il semble que seulement 2 fabricants de connecteurs métalliques bifaces soient présents sur le marché : SEPA et BOVA. La pre-

mier, trouvée via les travaux de mr Jacquier [59] n'a pas donné suite à notre demande. Donc seul le fabricant BOVA a été capable de fournir les 500 bifaces commandés par le pôle GCE.

Cependant, ce dernier constructeur précise que le biface qu'il produit ne peut pas être utilisé pour la fabrication d'éléments structuraux. Lors de ma demande concernant cette remarque spécifique concernant leur utilisation, ils m'ont affirmé que ces connecteurs pouvaient être utilisés pour assembler des pièces de bois mais qu'ils ne possèdent pas d'agréments techniques. Plus spécifiquement, aucune réglementation n'existe pour le moment pour certifier ce type de connecteurs.

C. Études effectuées

Concernant les travaux universitaires visant l'étude de ces connecteurs, il en existe peu. Celui le plus complet [59] a été publié par Nicolas Jacquier travaillant à l'université de Lulea en Suède. Son travail concerne l'étude du comportement de bifaces liant une poutre en bois lamellé collé à un plancher en CLT.

Il tire des conclusions prometteuses. Selon lui les bifaces montre un comportement approprié en tant que "connecteurs de cisaillement" lors de tests en flexion. Une séparation précoce entre la poutre et le plancher n'est pas observé et l'ajout de vis n'augmente pas la résistance de l'assemblage. Il affirme donc que ces bifaces peuvent être utilisés sans vis supplémentaires et avec un nombre réduit par rapport à celui qu'il a utilisé. Enfin, il ajoute qu'il a obtenu une rupture après une charge importante, ce qui est plutôt prometteur mais qu'il manque encore de nombreux éléments d'études tels que : le comportement d'une telle connection lors de charges répétées (fatigue), son comportement lors d'un chargement sur le long terme ou encore son comportement face à une situation d'incendie.

Une seconde étude intéressante, mais plus limitée, a été menée par Tinozivashe Zhou [60] de l'université de Brighton. Celle-ci concerne l'étude du module de glissement d'un biface placé entre deux éléments de bois et sollicité dans des sens opposés. Il tire alors une expression de ce module de glissement en fonction de la densité moyenne des éléments de bois utilisés. Cette relation donne des résultats plutôt prometteur (résistance plus grande que de simples connecteurs tels que pointes et boulons) et pourront être comparés et peut-être confirmés lors de tests futur dans le cadre de ce travail.

D. Potentiel L'utilisation du bois lamellé collé a permis d'obtenir des résistances équi-

valentes et même parfois supérieures au bois massif. Lorsqu'on assimile cette résistance du BLC à 100%, les poutres assemblées par boulons ou clous tombent à une résistance de 40% [61].

Dès lors, on peut se demander l'intérêt d'orienter ce travail vers des connecteurs métalliques ressemblant d'avantage à des clous/boulons que de la colle. Le comportement des organes unitaires [Figure 3.18] varie selon le type d'organe : d'un comportement fragile pour les assemblages collés à un comportement plastique pour les assemblages par clous.

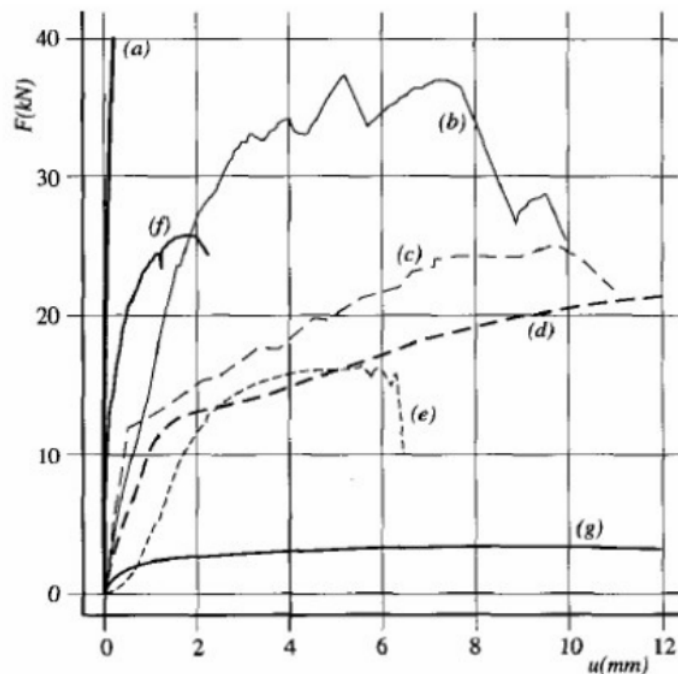


FIGURE 3.18 – Comportement expérimental d'assemblages sollicités en traction longitudinale : (a) collée, (b) anneau bois sur bois, (c) crampon double face, (d) briche, (e) boulon, (f) connecteur métallique, (g) clous. [61]

Comme le montre cette dernière figure, la courbe (f) est celle qui nous intéresse et représente les connecteurs métalliques. En suivant cette figure et en se rapportant aux deux études citées dans le point précédant, une connection par bifaces devrait donner de bons résultats.

Analyse théorique de l'assemblage

L'idée d'un biface comme solution étant présentée, l'objectif est de voir si l'utilisation de connecteurs bifaces est une solution intéressante pour la fabrication de poutres à fortes sections. Pour ce faire, des tests devront être menés et seront décrits dans le chapitre 5. Avant ces tests expérimentaux, il est indispensable de mener une étude théorique. Celle-ci permettra d'une part de dimensionner les poutres qui seront testées et d'autre part de comparer les résultats que donneront les tests expérimentaux.

4.1 | Caractéristiques des organes de liaisons

4.1.1 | Définition de la position du repère

La position des axes de la poutre sur laquelle on travaille diffère bien souvent d'un document ou d'un auteur à l'autre. Pour une meilleure compréhension, nous travaillerons dans ce document avec le positionnement des axes tel que dans l'Eurocode 5. Ceux-ci sont illustrés sur la [Figure 4.1].

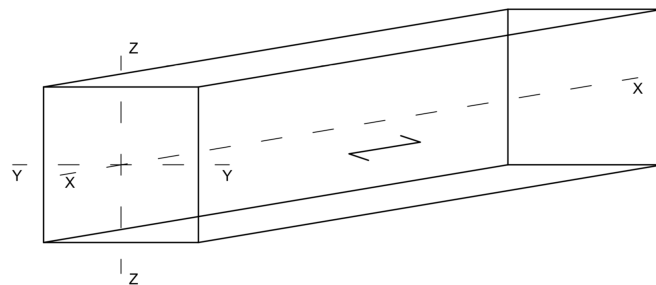


FIGURE 4.1 – Choix du repère selon l'EC5

4.1.2 | Rôle des organes de liaisons

Les différentes solutions présentées dans le chapitre précédent ont pour but d'éviter tous glissements entre les lames. Il en est de même pour le rôle d'un élément comme le biface. Il est intéressant d'avoir un aperçu sur la différence qu'induit des lames avec ou sans glissement sur la flèche et les contraintes (de flexion et de cisaillement) qui naissent dans une poutre de section identique.

4.1.2.1 | Glissement des lames

L'exemple le plus simple pour illustrer les différences qui existent et de considérer une poutre droite de largeur b et de hauteur $2h$ sollicitée par une force ponctuelle (notée P) à mi-portée. Cette poutre est donc sollicitée en flexion trois points. On suppose également que toutes les conditions sont réunies pour appliquer la théorie des poutres. Autrement dit, principalement que la poutre est constituée d'un matériau homogène isotrope et que les sections droites sont perpendiculaires à la courbe moyenne (théorème d'Euler-Bernoulli).

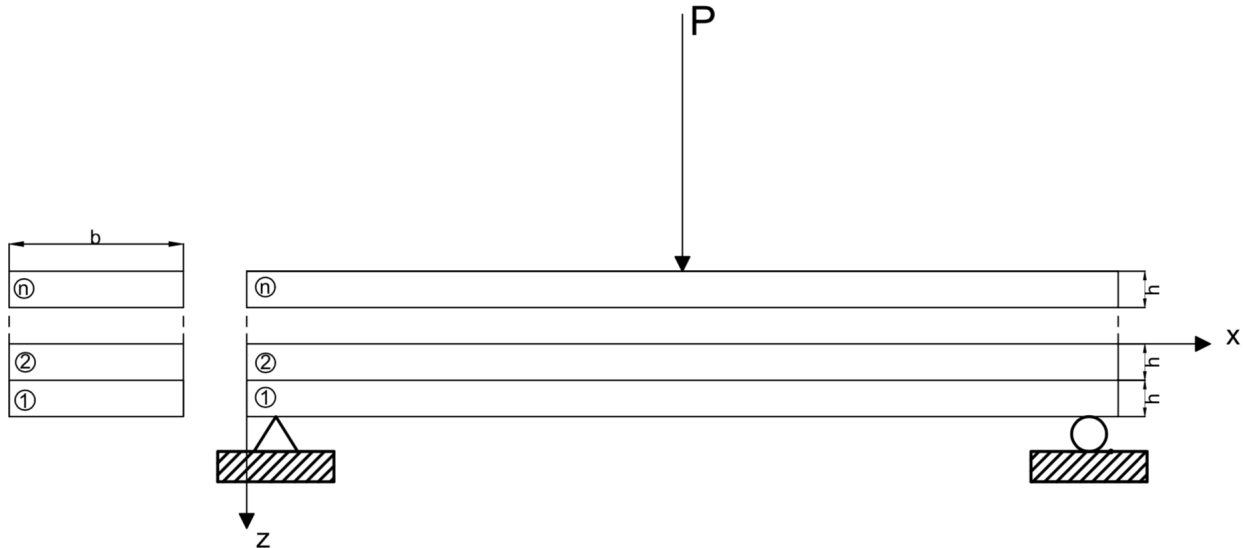


FIGURE 4.2 – Poutre initiale de hauteur $2h$ et de largeur b chargée ponctuellement à mi-travée.

A. Contrainte de cisaillement

Lorsqu'on regarde à la contrainte de cisaillement, pour une section rectangulaire et pour la théorie de Jourawski, l'expression de la contrainte de cisaillement τ_{xy} se note (Un

développement complet aboutissant à cette expression sur trouve à l'annexe A)

$$\tau_{xy} = \frac{3 T}{2 S} \left(1 - \frac{4y^2}{h^2} \right) \quad (4.1)$$

Dans laquelle

T est la résultante de l'effort tranchant dans la section

S est la surface de la section considérée

h la hauteur totale de la poutre

y la distance par rapport à l'axe y-y

La contrainte maximale de cisaillement se trouve à la valeur de y pour laquelle sa dérivé première est nulle.

$$\frac{d\tau_{xy}}{dy} = \frac{3 T}{2 S} \frac{8y}{h^2} = 0 \quad (4.2)$$

Cette fonction est nulle pour $y = 0$, en conséquence la valeur maximum de la contrainte tangentielle longitudinale se situe au droit de l'axe de la poutre et vaut

$$\tau_{xy,max} = \frac{3 T}{2 S} \quad (4.3)$$

Lorsqu'on calcule cette valeur maximum dans les deux cas de figure décrits plus haut, pour lesquels "n" est le nombre de lames qui constituent la poutre, nous obtenons dans le cas où les lames *ne sont pas* solidaires :

$$\tau_{y,max} = \frac{3 T}{2 bh} \quad (4.4)$$

Tandis que dans le cas où les poutres *sont* solidaires nous obtenons

$$\tau_{y,max} = \frac{3 T}{2 nbh} \quad (4.5)$$

Bien que la répartition des contraintes ne soit pas la même [Figure 4.3], la valeur maximale de celle-ci est identique dans les deux cas.



FIGURE 4.3 – Contraintes de cisaillement dans le cas de lames non solidaires(gauche) et de lames solidaires(droite)

B. Contrainte de flexion

Lorsqu'on regarde à la contrainte de flexion, pour une section rectangulaire, l'expression de la contrainte de flexion σ_m se note

$$\sigma_m = \frac{M}{I} \cdot y \tag{4.6}$$

Dans laquelle

M est le moment provoqué par le chargement de la poutre

I vaut $\frac{bh^3}{12}$ pour une section rectangulaire et est le moment d'inertie selon l'axe z

Pour cette même section rectangulaire, la contrainte de flexion maximale apparaît aux extrémités de la section ($y = \frac{h}{2}$) et son expression devient

$$\sigma_{m,max} = \frac{M h}{I 2} \Leftrightarrow \sigma_{m,max} = \frac{6M}{bh^2} \tag{4.7}$$

Si nous prenons une poutre composée de n lames de mêmes dimensions (b x h), dans le cas où les lames *ne sont pas* solidaires

$$\sigma_{m,max} = \frac{6M}{n bh^2} \Leftrightarrow \sigma_{m,max} = \frac{6 M}{n bh^2} \tag{4.8}$$

Tandis que dans le cas où les poutres *sont* solidaires nous obtenons

$$\sigma_{m,max} = \frac{6M}{b(nh)^2} \Leftrightarrow \sigma_{m,max} = \frac{6 M}{n^2 bh^2} \tag{4.9}$$

On voit alors que la contrainte maximale diminue lorsque I augmente ou encore lorsque le rapport I/y augmente. Plus précisément dans la cas de poutres composées de lamelles rectangulaires de mêmes dimensions, la contrainte maximale dans les cas où elles sont non-solidaires est n fois plus importante que dans le cas où elles sont solidaires.

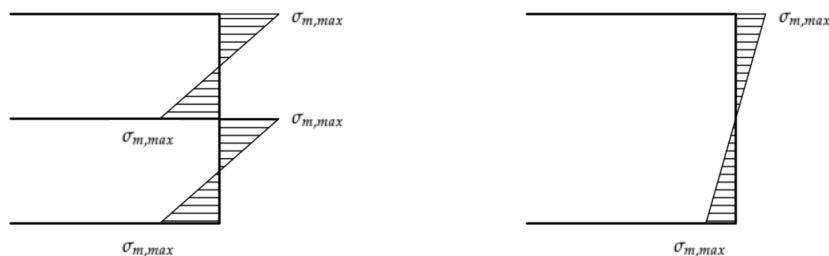


FIGURE 4.4 – Contraintes de flexion dans le cas de lames non solidaires(gauche) et de lames solidaires(droite)

C. Déformation et rayon de courbure

Enfin pour que l'analyse soit complète, il est intéressant de regarder du côté des déformations. Une poutre soumise à un moment de flexion constant M sur sa longueur se déforme selon un arc de cercle constant au niveau de l'axe neutre.

$$r = \frac{Ey}{\sigma_m} \quad (4.10)$$

Dans laquelle

E est le module de flexion (longitudinal)

En prenant comme expression pour M celle décrite en [Équation 4.6], on obtient alors

$$r = \frac{EI}{M} \quad (4.11)$$

Où I est le moment d'inertie quadratique orienté dans le sens identique à celui du moment de flexion.

Lorsqu'on analyse le cas dans lequel les lames ne sont pas solidaires et que l'on suppose le contact sans frottement. En supposant également que les n lames sont sollicitées d'un moment identique M' valant $\frac{M}{n}$, où n est le nombre de lames qui constituent la poutre.

Les moments d'inertie de chaque lame vaut $I' = \frac{I}{n^3}$. On obtient pour l'expression du rayon de courbure :

$$r' = \frac{EI'}{M'} \Leftrightarrow r' = \frac{EI}{n^2 M} \quad (4.12)$$

Il en ressort que le rayon de la déformation en arc de cercle dans le cas d'une poutre où les lames ne sont pas solidaires est n^2 fois plus petit que dans le cas où les lames le sont. Notons qu'un rayon de courbure plus grand est synonyme d'une flèche moins importante et inversement. Ces deux derniers sont liés par la relation

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 u(x)}{dx^2} \quad (4.13)$$

Dans laquelle

$u(x)$ est la flèche que prend la poutre à une distance x de l'appui

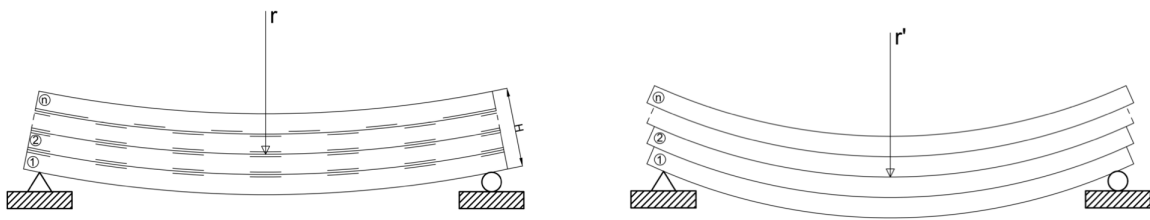
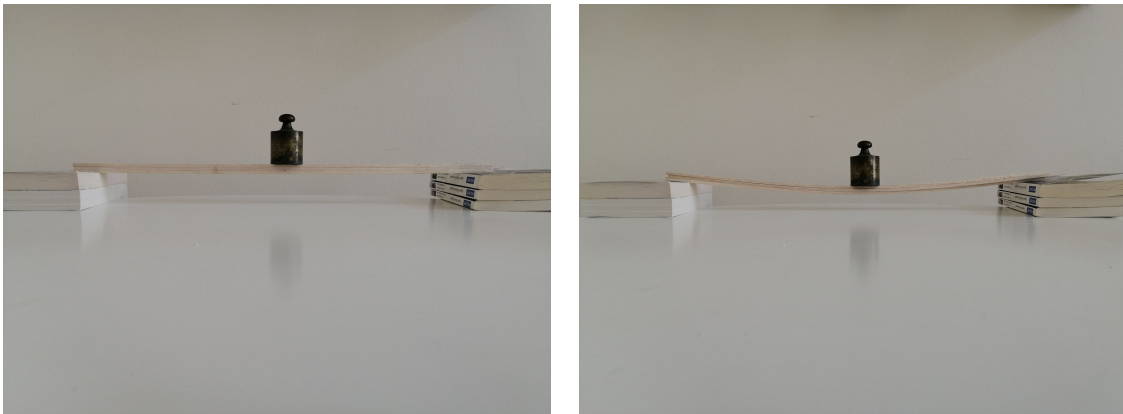


FIGURE 4.5 – Rayon de courbure dans le cas de lames non solidaires (gauche) et de lames solidaires (droite)

Pour sortir de la théorie, la [Figure 4.6] propose l'illustration de ce phénomène sur une maquette.



(a) Déformation lorsque les lames sont solidaires

(b) Déformation lorsque les lames ne sont pas solidaires

FIGURE 4.6 – Différence de déformation lors que les lames sont solidaires ou non.

D. Impact du module d'inertie

Des deux sections précédentes, le module d'inertie de la poutre est l'élément qui fait varier les résultats. Il est intéressant d'analyser l'évolution de ce module en fonction du nombre de lames qui compose la poutre.

Si l'on considère une poutre de largeur b et de hauteur h composée d'un nombre n de lames empilées d'épaisseur constante et non solidaires, on a pour l'inertie I_{ns} :

$$I_{ns} = n \frac{b \left(\frac{h}{n} \right)^3}{12} \quad (4.14)$$

Cette expression peut aussi s'écrire :

$$I_{ns} = n \frac{bh^3}{12} \frac{1}{n^3} \tag{4.15}$$

Le module d'inertie pour la poutre de section pleine équivalente (donc si les lames étaient solidaires), noté I_s vaut $I_s = \frac{bh^3}{12}$. On obtient donc la relation finale recherchée entre le module d'inertie d'une poutre aux lames non solidaires et celui d'une poutre dans laquelle elles le sont.

$$I_{ns} = \frac{I_s}{n^2} \tag{4.16}$$

Cette relation est illustrée à la figure [4.7]

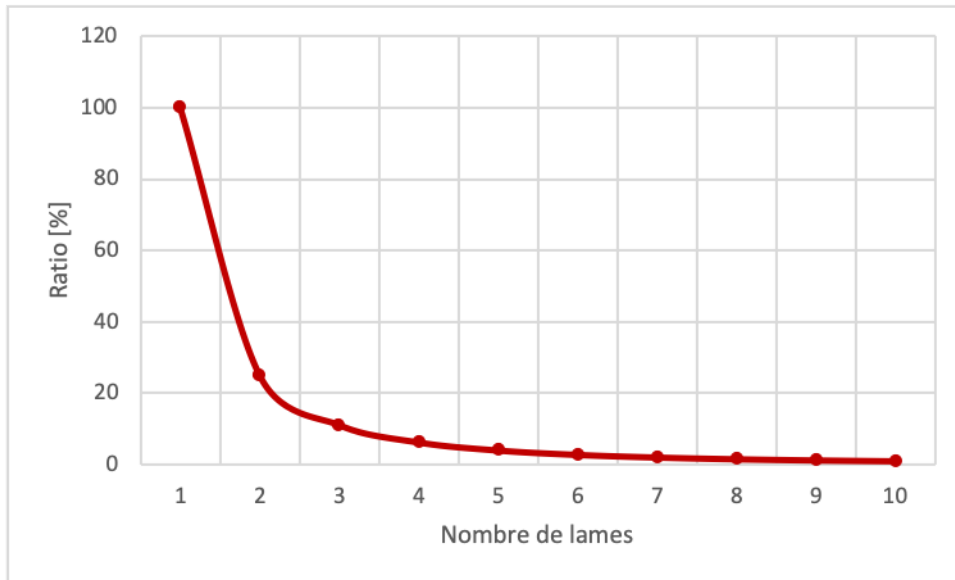


FIGURE 4.7 – Évolution du module d'inertie I d'une poutre aux lames non solidaires par rapport à la poutre équivalente avec les lames solidaires

Une autre façon d'illustrer cette relation est en analysant l'évolution du rapport I/V noté W dans l'Eurocode 5. En sachant que pour une poutre de section rectangulaire composée de lames solidaires, le facteur W noté W_S vaut $W_S = \frac{bh^2}{6}$ et en effectuant le même raisonnement que pour le module d'inertie on trouve :

$$W_{NS} = \frac{W_S}{n} \tag{4.17}$$

Cette relation est illustrée à la [Figure 4.8]

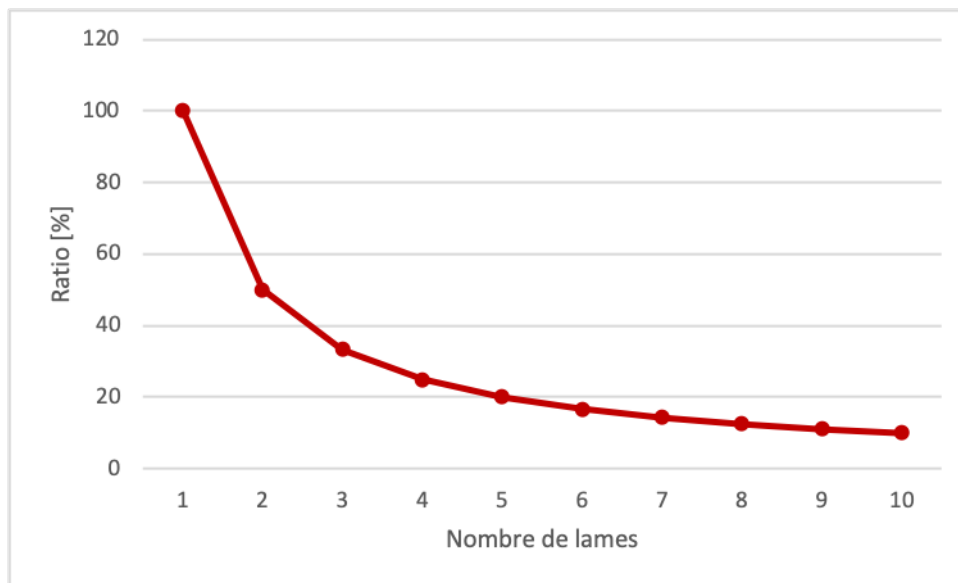


FIGURE 4.8 – Évolution du facteur W d'une poutre aux lames non solidaires par rapport à la poutre équivalente avec les lames solidaires

4.2 | Modèles analytiques

Cette partie est consacrée à l'étude de deux modèles analytiques qui traitent des poutres reconstituées à plusieurs lames. Le but est dans un premier temps d'exposer ces modèles pour les simplifier en fonction de similitudes dans l'étude telles que les dimensions des lames, les modules d'élasticité ou encore du module de glissement K_{ser} . En effet, les poutres qui seront soumises à essais dans le cadre de ce travail seront constituées de lames de bois de mêmes dimensions. Les bifaces entrant dans la fabrication de ces poutres seront de dimensions identiques au sein d'une poutre donnée.

4.2.1 | Modèle de Heimeshoff ou selon l'EC5

Aussi appelé méthode gamma, le modèle de Heimeshoff est celui qui est présenté dans l'annexe B dans l'eurocode 5. Cette méthode permet de calculer la rigidité effective utile lors des calculs de déformations (flèches) et les contraintes au sein d'une poutre reconstituée. Cette méthode est applicable aux poutres constituées de deux ou trois lames chargées verticalement.

Avant de rentrer en détails dans cette méthode gamma, notons qu'elle trouve son origine dans le théorème de Huygens (aussi appelé théorème des transports). Ce dernier

permet de calculer le moment d'inertie par rapport à un axe parallèle à celui passant par le centre de gravité dont on connaît déjà le moment d'inertie. La [Figure 4.9] illustre l'élément pour lequel on cherche le moment d'inertie par rapport à l'axe "a". Le théorème de Huygens s'énonce comme suit :

$$I_a = I_x + Ad^2 \quad (4.18)$$

Dans lequel

A est la surface de la section

d est la distance séparant les deux axes

I_x est le moment d'inertie par rapport à l'axe x passant par le centre de gravité

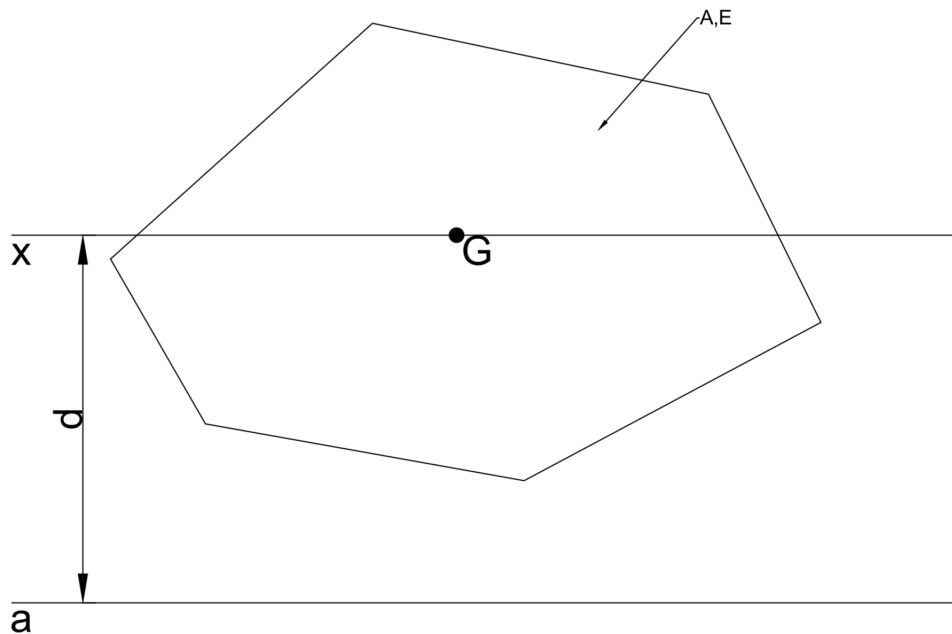


FIGURE 4.9 – Théorème de Huygens

La méthode gamma est une forme avancée de ce théorème de transports et prend en compte le caractère imparfait de la liaison entre les différents éléments en appliquant un facteur " γ ".

La rigidité effective en flexion est donnée par la formule

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (4.19)$$

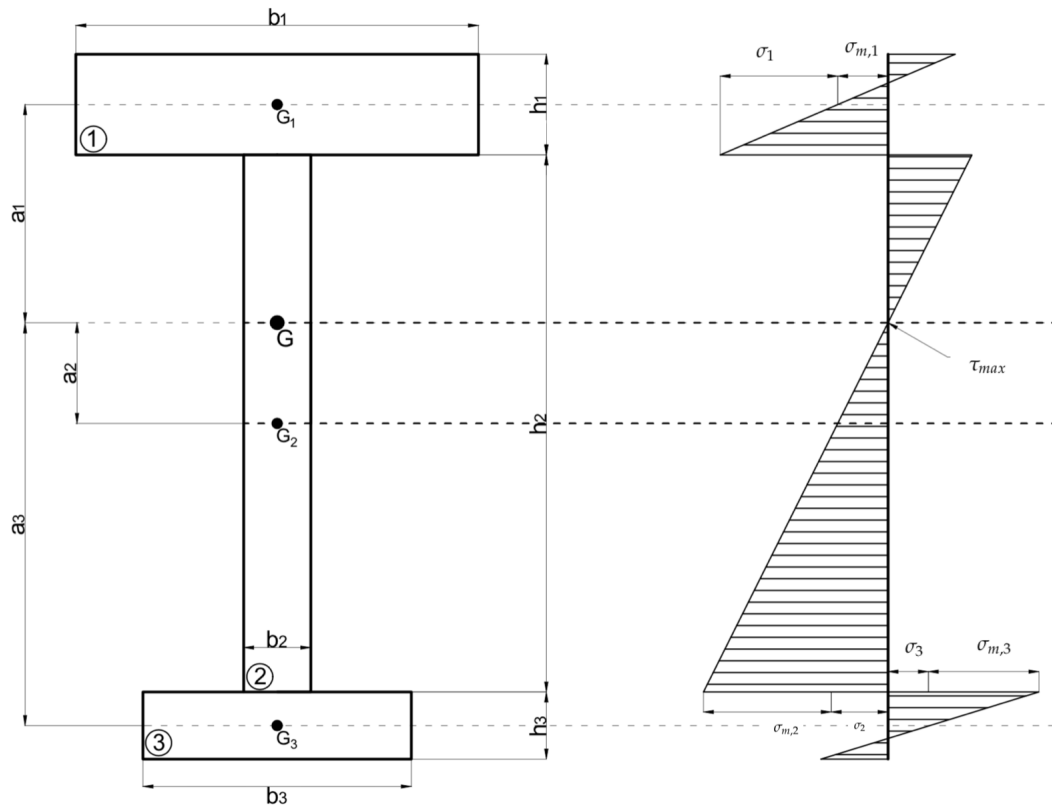


FIGURE 4.10 – Répartition de contraintes

Dans laquelle γ_i vaut

$$\gamma_i = \begin{cases} \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1}, & i = 1 \quad \text{et} \quad i = 3 \\ 1, & i = 2 \end{cases} \quad (4.20)$$

Dans cette expression, la valeur du module de glissement K_i est prise comme égale à

$$\begin{aligned} K_i &= K_{ser,i} && \text{Pour les calculs en état limite de service (ELS)} \\ K_i &= K_{u,i} && \text{Pour les calculs en état limite ultime (ELU)} \end{aligned}$$

L'expression de a_i est définie comme suit

$$a_i = \begin{cases} a_1 &= \frac{h_1+h_2}{2} - a_2 \\ a_2 &= \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1+h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2+h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \\ a_3 &= \frac{h_1+h_2}{2} + a_2 \end{cases} \quad (4.21)$$

La contrainte normale et de flexion dans l'élément i vaut :

$$\sigma_{i,tot} = \sigma_i + \sigma_{m,i} \Leftrightarrow \sigma_{i,tot} = \pm \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} + \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \quad (4.22)$$

La contrainte de cisaillement est maximum lorsque la contrainte normale est nulle. La contrainte de cisaillement maximum prend place dans l'âme (ou l'élément 2)

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} \quad (4.23)$$

Enfin, il est possible de trouver une expression pour la charge dans l'élément de liaison

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V \quad \text{pour } i = 1 \quad \text{ou } i = 3 \quad (4.24)$$

Notons qu'en reprenant l'expression (4.19), en y appliquant $\gamma = 1$, pour un seul élément ($i=1$), on obtient l'expression (4.18).

A. Simplifications

En partant de ces formules générales, il est intéressant de dresser les expressions simplifiées qui seront utilisées dans ce travail. Dans cette étude, les simplifications suivantes peuvent être appliquées :

1. Il s'agit d'éléments ayant la même classe de bois (C24) : $E_i = E$
2. Les dimensions des lames sont identiques pour l'ensemble des lames : $h_i = h$ & $b_i = b$
3. De part la deuxième simplification, il en découle que $I_i = I$ et $A_i = A$
4. Enfin la valeur de K_{ser} est identique et donc la valeur de γ aussi

L'équation (4.20) devient

$$\gamma_i = \begin{cases} \left[1 + \frac{\pi^2 E A s}{K l^2} \right]^{-1} = \gamma & , i = 1 \quad \text{et} \quad i = 3 \\ 1 & , i = 2 \end{cases} \quad (4.25)$$

L'équation (4.21) devient

$$a_i = \begin{cases} a_1 = a_3 = \frac{h}{2} \\ a_2 = 0 \end{cases} \quad (4.26)$$

On obtient alors une expression simplifiée pour la rigidité effective

$$\boxed{(EI)_{ef} = 3EI + 2\gamma a^2 EA} \quad (4.27)$$

On obtient alors une expression simplifiée pour la contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_{2,max} = \frac{Eh}{b(EI)_{ef}} (\gamma_3 A + 0,5bh) \quad (4.28)$$

On obtient alors une expression simplifiée pour la charge par élément de liaison :

$$F_1 = F_2 = \frac{\gamma_1 EAhs}{(EI)_{ef}} \quad (4.29)$$

En prenant comme hypothèse que les éléments de liaisons sont disposés de façon identiques entre les lamelles.

4.2.2 | Modèle de Kreuzinger

L'approche de Kreuzinger est différente de celle de Heimeshoff. Le principal avantage (et ce qui nous intéresse particulièrement) de ce modèle est son caractère non borné à trois éléments.

La poutre étudiée dans ce modèle est scindée en deux parties. La première (poutre A) est composée de lamelles qui ne sont pas connectées entre elles et ne travaillent qu'en flexion pure. La seconde (poutre B) est composée de lamelles solidaires et ne travaille qu'en compression/traction pure. Le but est d'analyser la déformation de ces deux poutres et d'en faire leur équilibre.

Pour le modèle qui suit, certaines hypothèses sont faites et devront d'ailleurs être vérifiées afin de pouvoir appliquer ce modèle aux tests futurs :

- Les charges appliquées sont perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre.
- Les efforts transitent seulement par les organes de liaisons.
- À tout endroit de la poutre déformée, la courbure est identique.

A. Les rigidités

Ce modèle se base sur l'équilibre en déformation des deux poutres décrites ci-dessus. Il est donc nécessaire de trouver une expression pour la rigidité de chacune d'entre-elles.

Pour la poutre A dans laquelle les lames de bois ne sont pas solidaires, la rigidité totale est simplement la somme des rigidités de chacune des lames.

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n E_i I_i \quad (4.30)$$

Pour le poutre B qui est constituée d'éléments solidaires, la déformation de cette poutre est due à la somme des efforts normaux et des efforts de cisaillement. Il y a donc deux rigidités différentes à calculer. La rigidité de flexion notée $(EI)_B$ et la rigidité de cisaillement notée $(GS)_{ef}$.

La première est calculée suivant l'inertie de Steiner (ou Huygens comme noté plus haut) et vaut :

$$(EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \tag{4.31}$$

Dans laquelle z_i est la distance entre l'axe neutre de la poutre entière et l'axe neutre de l'élément considéré. Cette distance vaut

$$z_i = |z_0 - z_{0,i}| \tag{4.32}$$

Enfin, pour connaître cette distance, il faut calculer la position de l'axe neutre de la poutre entière. Celle-ci est donnée par l'expression

$$z_0 = \frac{\sum_{i=1}^n z_{0,i} E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i} \tag{4.33}$$

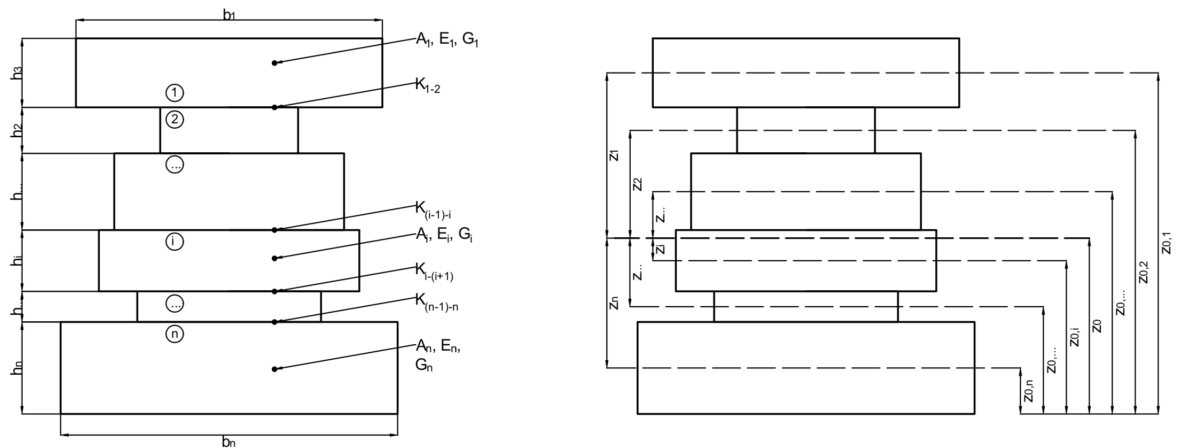


FIGURE 4.11 – Géométrie et composition de la poutre

La rigidité de cisaillement $(GS)_{ef}$ demande un plus grand développement. On cherche dans un premier temps à déterminer le déplacement de la section totale. Celui-ci est la somme des déplacements des éléments et ceux des interfaces.

Pour des petits déplacements et suivant la [Figure 4.18], on a

$$\text{tang}(\gamma_i) \approx \gamma_i = \frac{u_i}{h_i} = \frac{\tau}{G_i} = \frac{t_w}{G_i b_i} \tag{4.34}$$

Dans laquelle

γ_i est l'angle formé par la déformation d'une lame de bois

G_i est le module de glissement de la lame i

h_i est la hauteur de la lame i

b_i est la largeur de la lame i

u_i est le déplacement longitudinal de la lame i

t_w est l'effort tranchant

τ est la contrainte de cisaillement

On a donc pour le déplacement des éléments :

$$u_i = \frac{\tau}{G_i} h_i = \frac{t_w}{G_i} \frac{h_i}{b_i} \quad (4.35)$$

Ensuite vient le déplacement de la jonction entre deux éléments de bois, noté $u_{i,i+1}$ et vaut

$$u_{i,i+1} = \frac{\tau}{\bar{K}_{i,i+1}} \quad (4.36)$$

Dans laquelle

$\bar{K}_{i,i+1}$ est la raideur surfacique et vaut $\frac{K_{i,i+1}}{b_{i,i+1}}$

Le déplacement total de la section sera alors la somme de tous ces déplacements

$$u = \sum_{i=1}^n u_i + \sum_{i=1}^{n-1} u_{i,i+1} \quad (4.37)$$

Ou encore

$$u = \frac{t_w}{G_1} \frac{h_1}{b_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{t_w}{G_i} \frac{h_i}{b_i} + \frac{t_w}{G_n} \frac{h_n}{b_n} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{t_w}{\bar{K}_{i,i+1}} \quad (4.38)$$

La poutre B aura une déformation finale comme illustrée sur la [Figure 4.18], l'angle créé par ce déplacement vaut

$$tg\gamma \approx \gamma = \frac{u}{a} \quad (4.39)$$

Dans laquelle

u est le déplacement longitudinal totale de la poutre

a est la distance entre les fibres neutres des lamelles extrêmes composant la poutre

En faisant apparaître la rigidité de cisaillement effective selon les travaux de Nguyen & Caron [62], on a

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{ef}} = \frac{t_w}{G_{ef} b_{ef}} = \frac{at_w}{(GS)_{ef}} \Leftrightarrow u = a^2 \frac{t_w}{(GS)_{ef}} \quad (4.40)$$

Après simplification de t_w , on peut alors finalement écrire l'expression de $(GS)_{ef}$

$$(GS)_{ef} = \frac{a^2}{\frac{h_1/2}{G_1 b_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i} + \frac{h_n/2}{G_n b_n} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{K_{i,i+1}}} \quad (4.41)$$

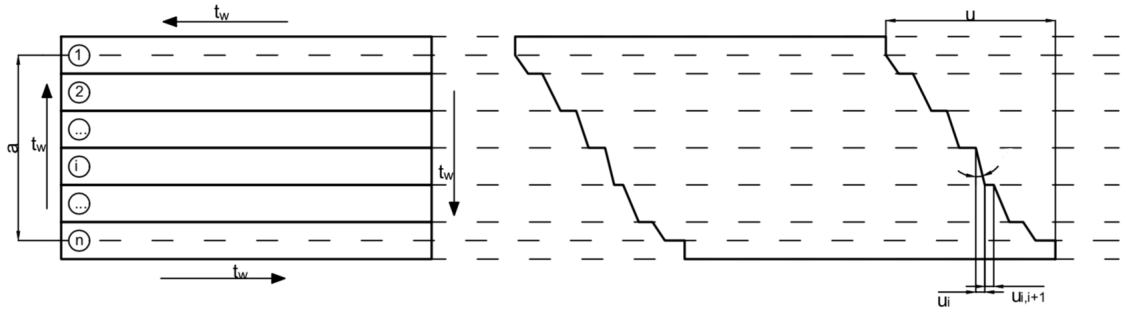


FIGURE 4.12 – Déformée de la section de la poutre

Une fois cette expression développée pour la rigidité de cisaillement effective, l'objectif est d'obtenir l'expression de la rigidité effective EI_{ef} afin de pouvoir comparer cette valeur à celles des autres modèles. RESCH [46] note dans sa thèse que pour un chargement sinusoïdale, de type

$$q(x) = q_m \sin(\omega x) \quad (4.42)$$

appliquée à une poutre sur deux appuis, pour le modèle de Kreuzinger, la rigidité effective est de la forme :

$$(EI)_{ef} = (EI)_A + \frac{1}{\frac{1}{(EI)_B} + \frac{\omega^2}{(GS)_{ef}}} \quad (4.43)$$

Cependant, le chargement utilisé dans ce travail est un chargement réparti (ce sera d'ailleurs le même type qui sera appliqué lors des tests du chapitre 5). Il convient donc de faire des transformations pour pouvoir déterminer une expression équivalente de la rigidité totale.

Pour ce faire, on égalera deux expressions de la déformée à mi-travée. La première est l'expression de la déformée en série de Fourier (Le développement complet de cette expression se trouve à l'annexe B.) :

$$F(w)(x) = \frac{4L^4}{\pi^5} q_m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{EI_{ef,k}} \frac{\sin\left(\left(2k-1\right)\frac{\pi}{L}x\right)}{(2k-1)^5} \quad (4.44)$$

La seconde expression est celle de la flèche maximale pour une poutre chargée de façon répartie qui s'opère en son milieu :

$$w = \frac{5q_m L^4}{384EI_{ef}} \quad (4.45)$$

En égalant ces deux expressions, en prenant la série de Fourier de la déformée de l'équation (B.12) en $x = \frac{L}{2}$, on obtient

$$\frac{5q_m L^4}{384EI_{ef}} = \frac{4L^4}{\pi^5} q_m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{EI_{ef,k}} \frac{\sin\left((2k-1)\frac{\pi}{2}\right)}{(2k-1)^5} \quad (4.46)$$

En remplaçant la borne infinie par une borne finie θ_{max} , et en isolant la rigidité effective, il en résulte :

$$\frac{1}{EI_{ef}} = \frac{4 \cdot 384}{5\pi^5} \sum_{k=1}^{k_{max}} \frac{1}{EI_{ef,k}} \frac{\sin\left((2k-1)\frac{\pi}{2}\right)}{(2k-1)^5} \quad (4.47)$$

La somme se fera via l'expression de $EI_{eff,k}$ dans laquelle $\omega = \frac{k\pi}{L}$.

B. Les contraintes

Pour obtenir la contrainte normale dans l'élément i considéré, il faut effectuer la somme des contraintes normales des poutres A et B.

$$\sigma_{tot,i}(z) = \sigma_{A,i}(z) + \sigma_{B,i}(z) \quad (4.48)$$

Selon la formule de Navier $\sigma_{max} = \frac{M}{W}$, l'expression (4.48) peut s'écrire comme

$$\sigma_{tot,i}(z) = \left(\frac{M_A}{(EI)_A} z + \frac{M_B}{(EI)_B} z_i \right) E_i \quad \text{avec} \quad z \in \left[-\frac{h_i}{2}; \frac{h_i}{2} \right] \quad (4.49)$$

Du côté de la contrainte de cisaillement, le raisonnement de départ est identique, la contrainte totale dans l'élément considéré i est la somme des contraintes de cisaillement des poutres A et B.

$$\tau_{tot,i}(z) = \tau_{A,i}(z) + \tau_{B,i}(z) \quad (4.50)$$

Selon l'expression qui lie la contrainte de cisaillement à la contrainte normale,

$$\tau_z = \frac{1}{b(z)} \int \frac{d\sigma}{dx} dS \quad (4.51)$$

On obtient, d'une part pour la poutre A,

$$\tau_{A,i}(z) = \int_{-h_i/2}^z \frac{d\sigma_{A,i}(z)}{dx} dz = T_A \frac{E_i}{(EI)_A} \left(\frac{z^2}{2} - \frac{h_i^2}{8} \right) \quad (4.52)$$

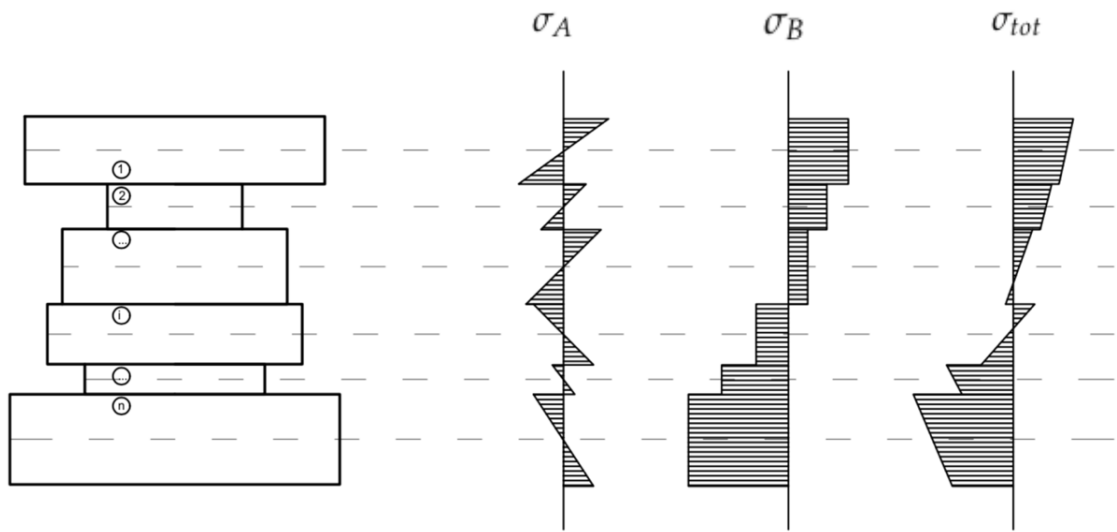


FIGURE 4.13 – Contraintes normales dans la poutre composite

D'autre part, pour la poutre B dans laquelle il faut ajouter la valeur initiale de cisaillement $\tau_{0,i}$,

$$\tau_{B,i}(z) = \int_{-h_i/2}^{z_{0,i}} \frac{d\sigma_{B,i}(z)}{dx} dz + \tau_{0,i} = T_B \frac{E_i}{(EI)_B} z_i \left(z_{0,i} - \frac{h_i}{2} \right) + \tau_{0,i} \quad (4.53)$$

Dans lesquelles T_A et T_B sont les efforts de cisaillement reportés à l'axe neutre.

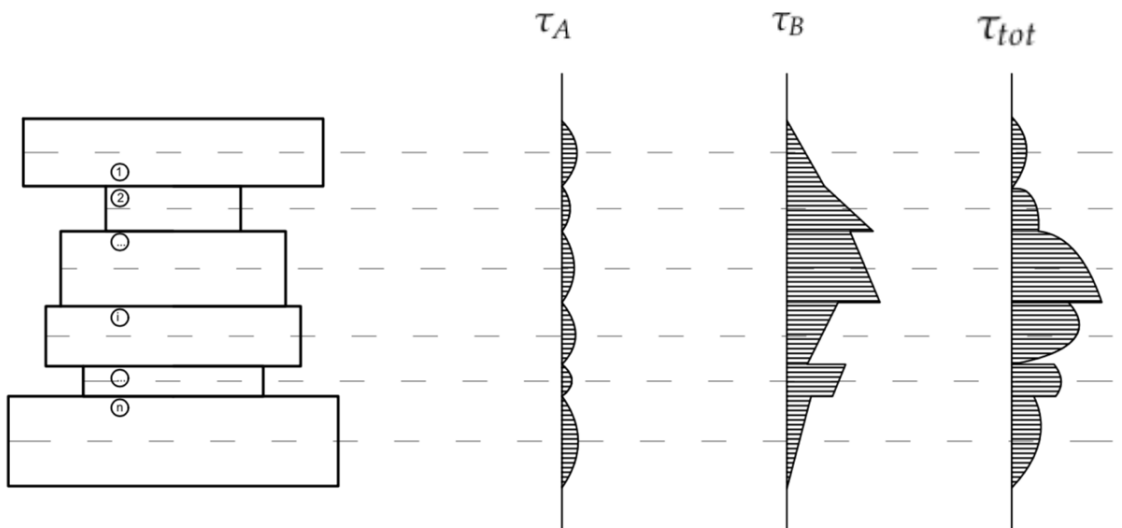


FIGURE 4.14 – Contraintes de cisaillement dans le poutre composite

C. Chargements

Pour être capable de calculer les contraintes citées au point précédant, il faut pouvoir déterminer les chargements p_B de la poutre B ainsi que p_A de la poutre A. Ceux-ci sont liés par l'expression

$$p_A(x) + p_B(x) = q(x) \quad (4.54)$$

Où $q(x)$ est le chargement réparti appliqué à la poutre globale.

Pour que la poutre globale soit cohérente, il faut que les poutres A et B aient la même flèche suite au chargement $q(x)$. On a donc l'expression

$$w_A(x) = w_B(x) + w_{B,T} \quad (4.55)$$

Dans laquelle

$w_A(x)$ est la flèche engendrée par la flexion dans la poutre A

$w_B(x)$ est la flèche engendrée par le moment fléchissant dans la poutre B

$w_{B,T}(x)$ est la flèche engendrée par l'effort tranchant dans la poutre B

Suivant la théorie des poutres, il est possible de lier les chargements aux expressions du moment dans les poutres A et B et du cisaillement dans la poutre B.

$$\frac{d^2 M_{A(B)}}{dx^2} = -p_{A(B)} \quad || \quad \frac{dT_B}{dx} = p_B \quad (4.56)$$

Suivant cette même théorie, il est possible de lier, d'une part la déformée d'une poutre et son moment et d'autre part la déformée d'une poutre et son cisaillement.

$$\frac{d^2 w_{A(B)}}{dx^2} = \frac{M_{A(B)}}{(EI)_{A(B)}} \quad || \quad \frac{dw_{B,T}}{dx} = \frac{T_B}{(GS)_{ef}} \quad (4.57)$$

Notons que pour la première de ces deux expressions, celle-ci est correcte en prenant l'hypothèse que la rigidité de Steiner EI est constante selon l'axe x .

En liant les expressions (4.56) et (4.57), il est possible de lier les expressions de déformées avec leur chargement respectif. On obtient alors pour les dérivées quatrième des déformées, les expressions suivantes.

$$\frac{d^4 w_{A(B)}}{dx^4} = \frac{-p_{A(B)}}{(EI)_{A(B)}} \quad || \quad \frac{d^4 w_{B,T}}{dx^4} = \frac{1}{(GS)_{ef}} \frac{d^2 p_B}{dx^2} \quad (4.58)$$

Lorsque deux fonctions sont égales en tous points, leurs dérivées le sont aussi. Mathématiquement, on a

$$w_A = w_B + w_{B,T} \Leftrightarrow \frac{d^4 w_A}{dx^4} = \frac{d^4 w_B}{dx^4} + \frac{d^4 w_{B,T}}{dx^4} \quad (4.59)$$

En injectant les expressions trouvées à l'équation (4.58) dans l'égalité exprimée dans l'équation (4.59), on obtient

$$-\frac{p_A}{(EI)_A} = -\frac{p_B}{(EI)_B} + \frac{1}{(GS)_{ef}} \frac{d^2 p_B}{dx^2} \quad (4.60)$$

En prenant l'équation (4.54), il est possible d'exprimer p_A en fonction de p_B

$$p_A = q(x) - p_B \quad (4.61)$$

dans le but d'obtenir une équation qui ne dépend que de p_B

$$\frac{q(x) - p_B}{(EI)_A} = \frac{p_B}{(EI)_B} - \frac{1}{(GS)_{ef}} \frac{d^2 p_B}{dx^2} \quad (4.62)$$

En posant α

$$\alpha = (GS)_{ef} \cdot \frac{(EI)_A + (EI)_B}{(EI)_A \cdot (EI)_B} \quad (4.63)$$

on obtient comme équation différentielle finale

$$\frac{d^2 p_B}{dx^2} - \alpha p_B = \frac{(GS)_{ef}}{(EI)_A} q \quad (4.64)$$

C.1 Résolution de l'équation différentielle

Pour résoudre une équation différentielle de ce type, la première étape est de résoudre l'équation homogène associée. Cela revient à déterminer la solution de l'équation

$$\frac{d^2 p_B}{dx^2} - \alpha p_B = 0 \quad (4.65)$$

qui est de la forme

$$r^2 - a = 0 \quad (4.66)$$

et pour laquelle les solutions sont identiques et opposées et valent

$$r = \pm \sqrt{a} \quad (4.67)$$

On obtient alors la solution de l'équation différentielle homogène associée

$$p_B(x) = \lambda_1 e^{-\sqrt{a}x} + \lambda_2 e^{\sqrt{a}x} \quad (4.68)$$

Dans laquelle λ_1 et λ_2 sont les constantes d'intégration déterminées suivant les conditions aux limites de la poutre.

À cette solution homogène, il faut y ajouter la solution particulière. Notée $p_{B,0}$, cette solution particulière est déterminée en analysant la forme du chargement (réparti dans notre cas) et en proposant une expression qui est combinaison linéaire du chargement appliqué. Dans notre cas, étant donné que nous avons $q(x) = q_0$, en posant

$$p_B(x) = p_{B,0} \quad (4.69)$$

et en réinjectant cette valeur dans l'équation (4.64), on obtient directement la valeur de la solution particulière recherchée

$$p_{B,0} = \frac{(GS)_{ef}}{\alpha(EI)_A} q_0 \quad (4.70)$$

On obtient alors l'expression pour les deux types de chargements

Pour p_B

$$p_B(x) = \frac{(GS)_{ef}}{\alpha(EI)_A} q_0 \quad (4.71)$$

Pour p_A

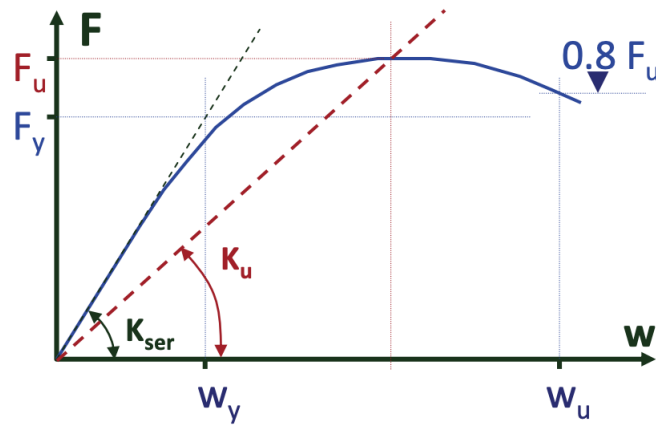
$$p_A(x) = \left(1 - \frac{(GS)_{ef}}{\alpha(EI)_A}\right) q_0 \quad (4.72)$$

4.3 | K_{ser} et Normes européennes

Dans le but d'harmoniser les méthodes de calcul en Europe, des normes ont été établies : Les Eurocodes. Notons que tous les pays produisent des annexes nationales, annexes qui concernent certaines parties clairement identifiées dans les Eurocodes. Ces normes se déclinent en plusieurs tomes dont l'eurocode 5 qui est spécifique aux structures bois.

Lors des calculs de poutres reconstituées, deux facteurs particuliers interviennent : les modules de glissements K_{ser} et K_u . Le premier est celui utilisé lors d'étude de servabilité tandis que le second est le module de glissement à l'état de rupture. L'expression de K_u [EN 1995-1-1 :2004 - 7.1] se trouve depuis celle de K_{ser} [EN 1995-1-1 :2004 - 2.2.3] et leurs expressions sont

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y} \quad | \quad K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (4.73)$$

FIGURE 4.15 – Définitions de K_{ser} et K_u [63]

Les expressions de ces deux paramètres sont repris dans l'eurocode 5 pour les tiges où celle de K_{ser} dépend de la densité du matériau et du diamètre de la tige.

Table 7.1 – Values of K_{ser} for fasteners and connectors in N/mm in timber-to-timber and wood-based panel-to-timber connections

Fastener type	K_{ser}
Dowels Bolts with or without clearance ^a Screws Nails (with pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Nails (without pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Staples	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Split-ring connectors type A according to EN 912 Shear-plate connectors type B according to EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Toothed-plate connectors: – Connectors types C1 to C9 according to EN 912 – Connectors type C10 and C11 according to EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$ $\rho_m d_c / 2$
^a The clearance should be added separately to the deformation.	

FIGURE 4.16 – Définitions de K_{ser} selon EC5

Par contre, aucune proposition n'est faite pour des connecteurs surfaciques tels que les bifaces. Une particularité de ce travail réside dans ce point : pour obtenir une étude théorique complète, il faut déterminer la valeur de K_{ser} de façon expérimentale. Le protocole utilisé est décrit dans le chapitre 5.

4.4 | Modélisation

4.4.1 | Modèle aux éléments finis

Cette partie a pour but de créer un modèle aux éléments finis à l'aide d'un logiciel existant. L'objectif est de pouvoir d'une part comparer ce qui a été calculé de manière théorique et d'autre part ce qui sera observé de manière expérimentale. À l'aide de cette modélisation, il sera possible de faire varier les paramètres de façon plus simple afin de dresser leurs interdépendances sous forme de graphiques notamment.

4.4.1.1 | Modélisation d'une poutre en flexion

Pour la modélisation d'une poutre en flexion, on utilisera le logiciel *SCIA Engineer*. Cette poutre sera composée de trois lames de bois C24 de sections identiques 70×36 mm. En parallèle de celle-ci, sera étudiée une poutre monolithique en BLC de dimension identique 70×108 mm.

A. Création et affinage du modèle

Dans cette création de modèle, on se limitera à une poutre composée de trois lames principalement parce que le modèle théorique le plus fiable qui existe se limite à ce nombre. Les bifaces, éléments inconnus du programme, seront modélisés par des barres métalliques, pleines, de section circulaire de dimension $d = 5$ mm. L'objectif est de modéliser ces barres comme des ressorts pour se limiter au rôle stricte du biface : empêcher le glissement entre les lames de bois.

Un point important lors de l'élaboration de ce modèle numérique est de bien choisir les relâchements autorisés. Autrement dit, de bien choisir ce qui est "bloqué" qui sera modélisé comme un encastrement et ce qui peut subir une rotation, qui sera modélisé comme une rotule.

Le modèle est composé de 3 types d'éléments en plus des lames de bois. Premièrement, les barres horizontales représentent les bifaces, celles-ci sont bi-rotulées afin de ne reprendre qu'un effort axial et de laisser libre le mouvement horizontal entre les pièces. "Libre" dans le sens où le déplacement horizontal sera limité par la raideur des bifaces. Ces éléments viennent s'accrocher aux petits éléments verticaux qui sont un moyen de représenter l'accroche des bifaces aux lames de bois. Ces éléments verticaux sont eux encastres dans le bois et rotulés du côté des bifaces.

Enfin un troisième type d'éléments, ceux verticaux sur toute la hauteur de la poutre, empêchent les lames de passer les unes sur les autres dans la simulation. Ces éléments sont aussi bi-articulés, ils bloquent les lames entre elles verticalement mais n'empêchent pas le glissement horizontal entre les lames.

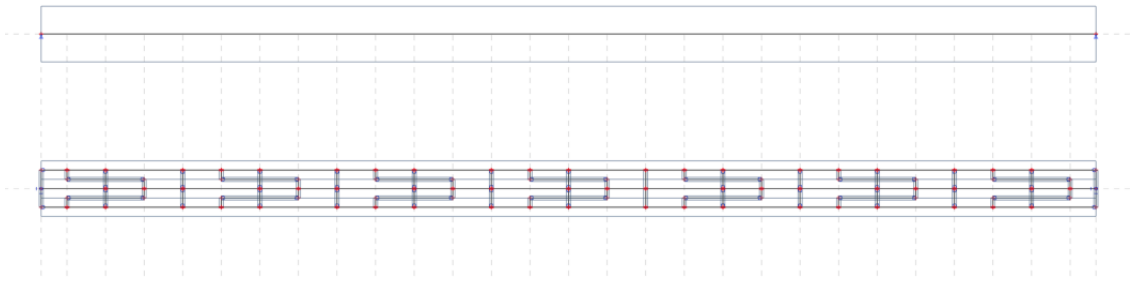


FIGURE 4.17 – Parallèle entre poutre monolithique et poutre assemblées par bifaces sur Scia Engineer.

Lorsqu'on effectue un zoom sur cette modélisation pour mettre en valeur les types de relâchements décrits quelques lignes plus haut, on a

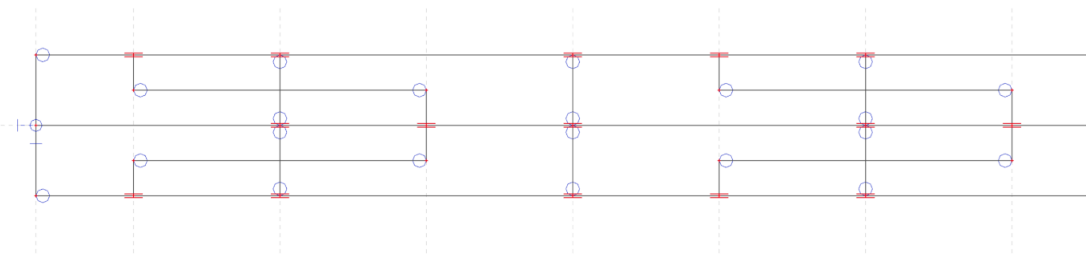


FIGURE 4.18 – Zoom sur les relâchement utilisés dans la modélisation

Dans un premier temps, et dans le but de créer un modèle ayant un comportement qui se rapproche le plus d'une poutre monolithique de même dimension, on crée les barres qui représentent les bifaces avec une rigidité infinie. C'est cette rigidité qui variera en fonction des valeurs de K_{ser} qu'on trouvera dans la partie expérimentale.

Afin d'obtenir un comportement suffisamment proche d'une poutre monolithique, il est important de comparer, avec deux décimales et en 10 sections de la poutre, trois résultats distincts.

1. La première comparaison se fait au niveau de la *flèche*. Pour se faire, on analyse les déformées suivant l'axe z des deux poutres mises en parallèle. Celles-ci sont

chargées suivant un chargement réparti de 1kN/m [Figure 4.19].

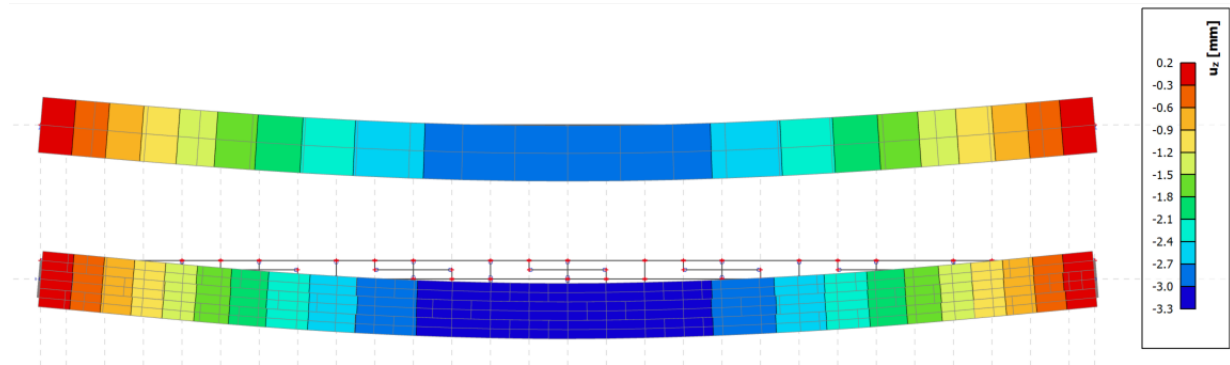


FIGURE 4.19 – Parallèle et comparaison entre les déformées des deux poutres

On remarque que les déformées concordent sans pour autant être exactement les mêmes. Cependant, les résultats ne diffèrent pas de plus de 10%.

2. La seconde comparaison se fait au niveau de la valeur des *contraintes normales* extrêmes dues à la flexion dans chacune des lames. Pour se faire un compare les contrainte σ_x du modèle [Figure 4.20].

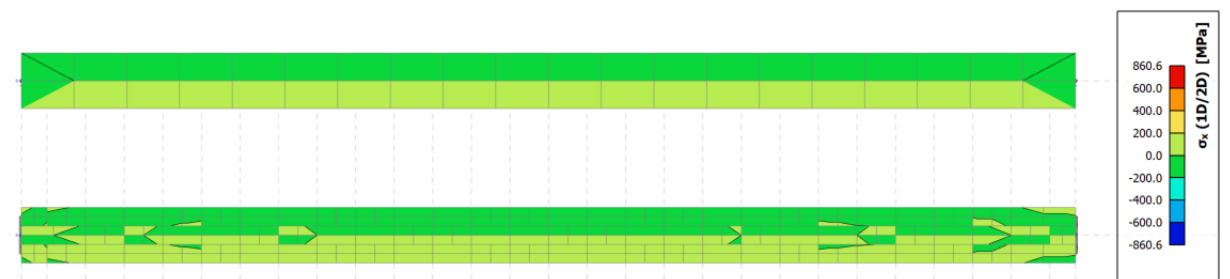


FIGURE 4.20 – Parallèle et comparaison entre les contraintes normales des deux poutres

On remarque que la répartition des contraintes est globalement la même dans les deux poutres. Notons tout de même qu'une certaine disparité des résultats est observée au niveau des appuis.

3. La troisième comparaison se fait au niveau de l'*effort axial* dans les bifaces (ressorts) qui est à comparer avec les contraintes rasantes dans la poutre monolithique. Les résultats (pour lesquels la comparaison en détails est disponible en annexe D) montrent que ces deux efforts concordent sauf aux extrémités. Il s'agit d'un effet de bord. Au niveau des appuis, il faut que les contraintes présentes dans la poutre redescendent dans l'appui. Les lignes de contraintes principales [Figure 4.21] ne

sont donc plus celles données par les formules classiques de la résistance des matériaux.

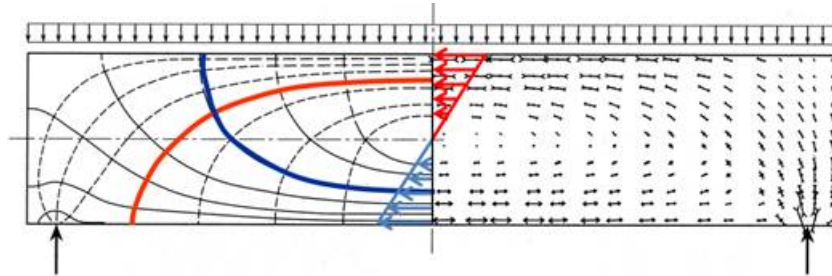


FIGURE 4.21 – Effet de bord d'une poutre sur 2 appuis

Suivant ces différents moyens de comparaison, le modèle numérique semble réagir correctement. Il est donc envisageable de l'utiliser pour de futures comparaisons sans devoir passer par des tests expérimentaux successifs.

B. Adaptation de la valeur de K_{ser}

Lorsque le modèle développé au point précédent se comporte de façon identique à une poutre monolithique en ayant pris une rigidité, pour les éléments bifaces, proches de l'infini, l'objectif est d'adapter la modèle en y insérant la valeur de K_{ser} trouvée de manière expérimentale et décrit dans le chapitre 5.

Comme expliqué au point précédent, les bifaces sont modélisés par des barres de section circulaire. Afin d'y insérer la valeur du module de glissement et en considérant ces éléments comme des ressorts, nous mettons en relation deux expressions qui expriment le déplacement :

$$\delta = \frac{N \cdot L}{E \cdot S} \quad || \quad \delta = \frac{N}{K_{ser}} \quad (4.74)$$

Dans lesquels :

- N est l'effort normal
- L est la longueur du ressort
- E est le module de Young
- S est la surface de la section du ressort
- K_{ser} est la module de glissement

En égalant ces deux expressions, il est possible d'obtenir une expression du module de Young E en fonction des autres paramètres :

$$E = \frac{K_{ser} \cdot L}{S} \quad (4.75)$$

Dans la modélisation, de manière chiffrée, on obtient :

a) Informations concernant les barres dans la modélisation :

- Barre circulaire, $d = 8\text{mm}$
- Donc $A = \pi \cdot (8/2)^2 = 50,3 \text{ mm}^2$
- Longueur : 150 mm

b) Informations concernant les caractéristiques des bifaces

- Type de bifaces : BOVA BV15/O
- $K_{ser} = 3,5 \text{ N/mm}^3$ - Notons que cette valeur est celle donnée dans la fiche des technique des connecteurs Wolf. On prendra cette valeur comme première approximation.
- Dimensions $152 \times 51 [\text{mm}]$

Pour être cohérent au niveau des unités, il faut que K_{ser} soit exprimé en N/mm , on multiplie donc la valeur de K_{ser} par la surface du connecteur pour obtenir ce type d'unité. On a donc :

$$K_{ser} = 3,5 \times 51 \times 152 = 28297 \text{ N/mm} \quad (4.76)$$

En injectant ces valeurs dans l'expression (4.75), on a

$$E = \frac{28297 \times 150}{50,3} = \frac{\frac{\text{N}}{\text{mm}} \times \text{mm}}{\text{mm}^2} = 84384 \text{ N/mm}^2 \quad (4.77)$$

En suivant ce raisonnement, on initialise un matériau spécifique dans le modèle qui possède une valeur pour E de : $E = 84,4 \text{ kN/mm}^2$

Cette dernière valeur peut offrir une comparaison supplémentaire pour la modélisation. En fixant la valeur de K_{ser} dans le modèle numérique, il est possible de comparer les résultats obtenus par le modèle et ceux obtenus à l'aide l'annexe B de l'EC 5. En effectuant cette comparaison, la poutre composées de 3 lames d'une longueur de $2050 [\text{mm}]$ chargée suivant une charge répartie de 1kN/m se déforme de $4,31 [\text{mm}]$ suivant l'annexe B de l'EC5 (Une capture de l'automatisation du calcul de l'annexe B de l'EC5 est disponible a l'annexe E.).

Sur la [Figure 4.22], on voit sur la seconde poutre que la déformée maximale est de l'ordre de $4,5 \text{ mm}$ ce qui confirme le bon fonctionnement du modèle.

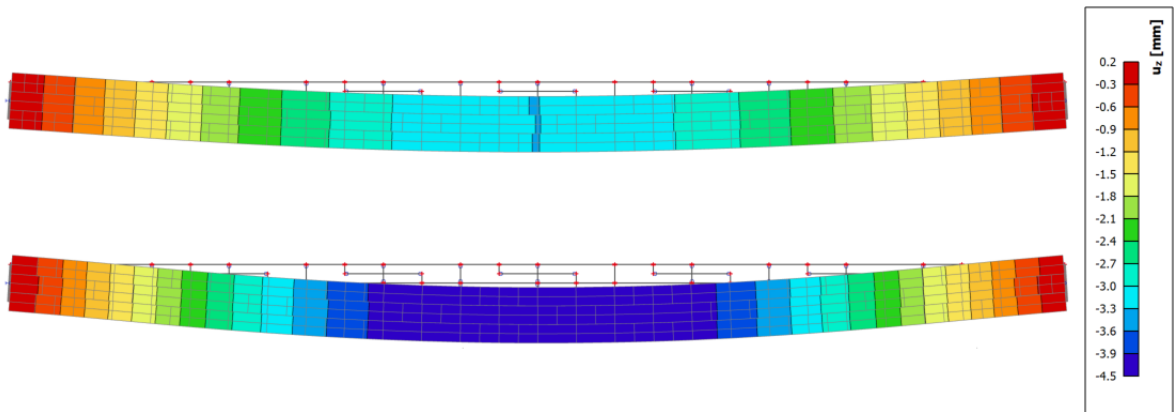


FIGURE 4.22 – Comparaison des déformations lorsqu'on fait varier K_{ser} dans le modèle

4.4.2 | Outils de dimensionnement

Un focus particulier est fait sur le modèle théorique de Heimeshoff. Principalement parce qu'il s'agit du modèle le plus utilisé et décrit à l'annexe B de l'EC5. Comme dit plus haut, ce modèle se limite à trois lames mais c'est aussi le cas du modèle numérique étudié. L'objectif ici est, à l'aide d'une feuille Excel, de créer un outil de dimensionnement pour les futurs fabricants.

Cet outil se compose d'une partie "initialisation" dans laquelle il faut rentrer les différentes dimensions des lames de bois, la classe de bois, les caractéristiques géométriques des connecteurs ainsi que leurs propriétés mécaniques. Mais aussi la catégorie de bâtiment dans laquelle on se trouve (A-B-...-H) qui servira pour les combinaisons de charges. Un travail particulier a été fait pour rendre disponible un catalogue comprenant les sections standards disponibles sur le marché. Ce catalogue permet alors de constituer une poutre de trois lames disponibles sur le marché.

Une seconde partie est dédiée aux charges, réparties et ponctuelles, celles-ci sont partitionnées comme illustré sur la [Figure 4.23].

Enfin, une multitude de combinaisons sont effectuées pour trouver la combinaisons de charges qui donnera la plus grande valeur pour différentes catégories : La flexion, l'effort tranchant et les différentes mesures de flèches (instantanée, court terme, long terme,..).

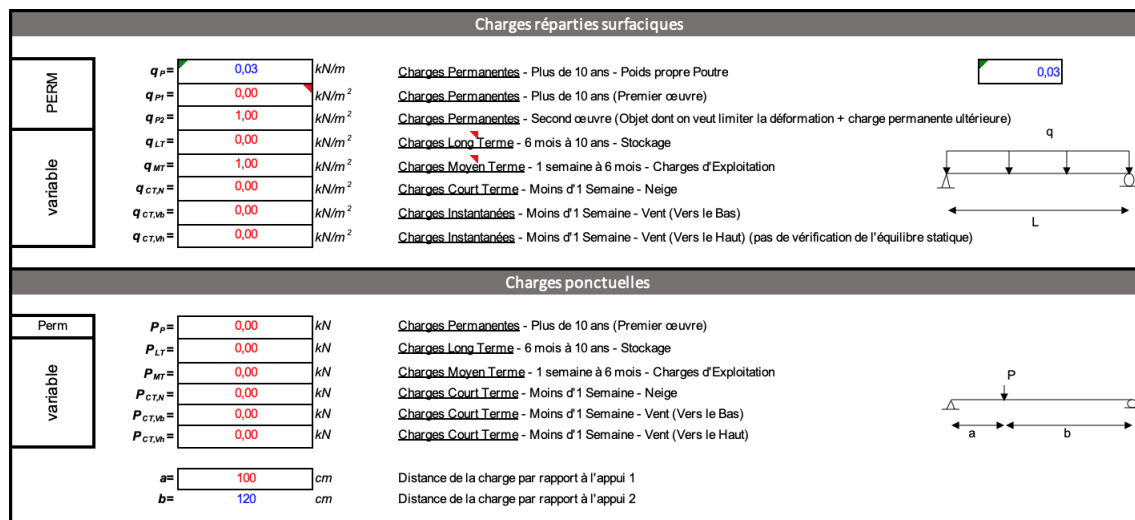


FIGURE 4.23 – Répartition des charges dans l’outil de dimensionnement

Après avoir encodé ses données, l'utilisateur actionne différents boutons poussoirs. Pour chacun de ceux-ci, un nombre de connecteurs ainsi que l'espacement de ceux-ci sont renvoyés par l'outil. Une fois chaque critère vérifié seul, l'outil renvoie alors la configuration optimale (qui vérifie tous les critères) pour la construction de la poutre.

Récapitulatif du dimensionnement			
Critère dimensionnant :	ELU	ELS	LES DEUX
Nombre de bifaces nécessaire : [/]	4	6	6
Espacement entre les bifaces : [mm]	683	410	410

FIGURE 4.24 – Récapitulatif du dimensionnement

L'outil de dimensionnement est exposé en détails à l'annexe F.

Étude expérimentale de l'assemblage

5.1 | Force d'enfoncement des bifaces

L'objectif final de cette partie expérimentale consiste à des essais de flexion quatre points devront être effectués sur des poutres de fortes sections et de grandes longueurs. Pour se faire, nous aurons recours à une machine de type "presse" pour assembler ces poutres. Puisqu'il n'existe pas sur le marché de presse dédiée à ce type de fabrication, un prototype a été conçu par les élèves de l'institut Saint-Joseph de Ciney.

Michel Monhonval, de qui provient l'idée de ce mémoire, fût élève dans cette même école il y a plus de 50 ans. Ayant gardé des contacts avec les professeurs et le chef d'atelier, il a permis avec l'aide de ceux-ci d'intégrer la fabrication de cette presse comme projet d'année par les élèves de 4^{ème} année. Cet établissement possédait déjà le châssis d'une presse sans toute fois le vérin adéquat (notamment la course qui était trop petite).

La force d'enfoncement des bifaces doit être déterminée de façon expérimentale dans le but de dimensionner le vérin hydraulique qui sera installé sur la presse finale. Le but ici est de relever la force nécessaire pour la presse pour permettre l'enfoncement total des connecteurs dans trois configurations différentes.

La densité des éléments en bois ρ_m sera également relevée afin d'analyser son influence sur les résultats.

5.1.1 | Expérience

5.1.1.1 | Description et fabrication des éprouvettes

Les tests se font sur trois types d'éprouvettes différentes [Figure 5.3]

1. Le premier consiste à un simple connecteur centré
2. Le second consiste à deux connecteurs placés côte à côte
3. Le troisième consiste à deux rangées de deux connecteurs placés côte à côte

Chaque éprouvette est constituée d'un biface positionné entre deux pièces de bois C24. Les éléments de bois sont des éléments d'ossatures de dimensions standards (bxh = 95(140) x 47 [mm]) et nous ont été fournis par l'entreprise Chimsco basée à Achène.

Dans chacun de ces trois types, deux modèles de connecteurs sont utilisés et illustrés sur la [Figure 5.2].

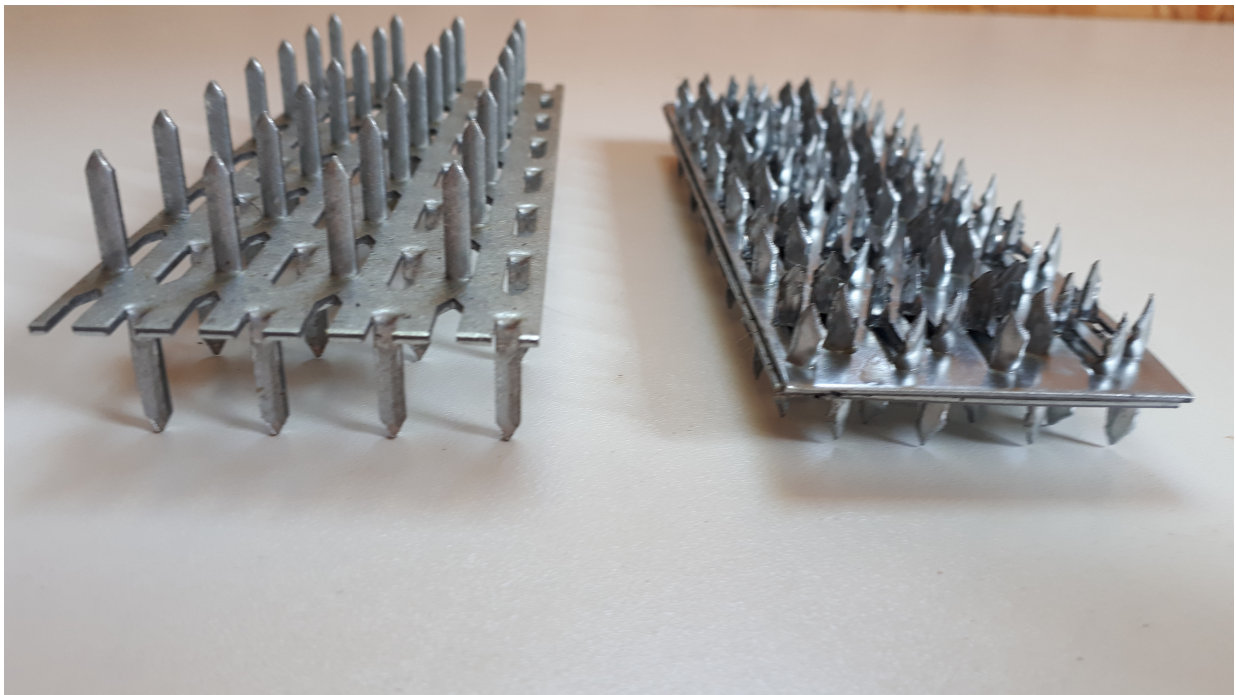


FIGURE 5.2 – Comparaisons des deux types de connecteurs

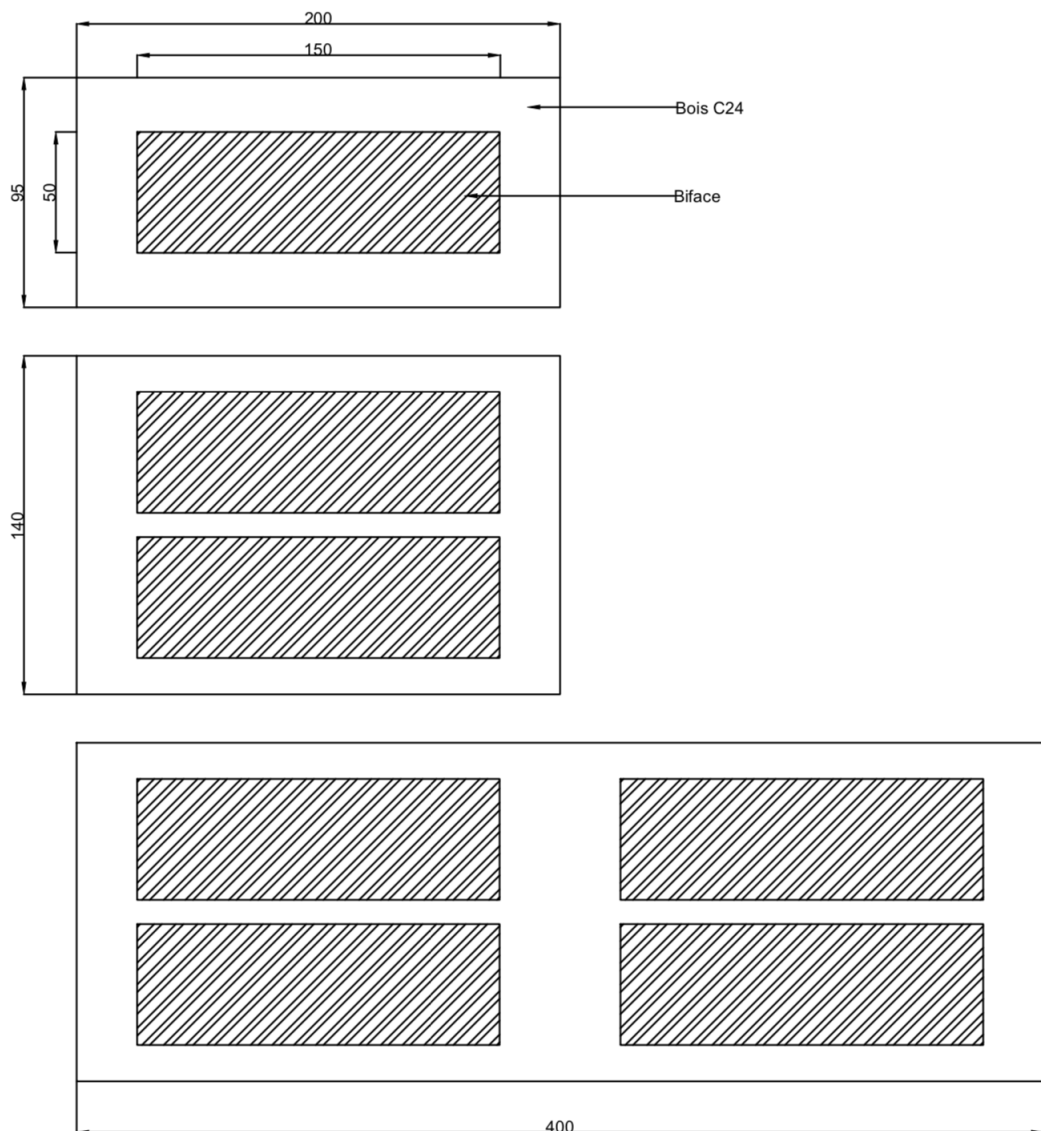


FIGURE 5.1 – Positions des connecteurs pour déterminer la pression d'enfoncement

1. Le premier type de connecteurs (à droite sur la [Figure 5.2]) est constitué de deux connecteurs Wolf collés dos à dos grâce à une colle contact. La colle a ici pour but de maintenir simplement les deux connecteurs mais ne sera en aucun cas sollicitée. Celle-ci facilite le déroulement des tests et permet de s'abstenir d'un ajustement de position des deux connecteurs qui ne seraient pas liés.
2. Le second type de connecteurs (à gauche sur la [Figure 5.2]) consiste à un biface commercialisé par l'entreprise BOVA basée en République Tchèque.

Échantillon	$\rho_m [kg/m^3]$		Échantillon	$\rho_m [kg/m^3]$
<i>Échantillons composés de 1 connecteurs</i>				
WO-1B/01	428		BO-1B/01	434
WO-1B/02	461		BO-1B/02	436
WO-1B/03	450		BO-1B/03	459
WO-1B/04	441		BO-1B/04	443
WO-1B/05	453		BO-1B/05	446
<i>Échantillons composés de 2 connecteurs</i>				
WO-2B/01	485		BO-2B/01	446
WO-2B/02	495		BO-2B/02	424
WO-2B/03	399		BO-2B/03	453
WO-2B/04	399		BO-2B/04	436
WO-2B/05	420		BO-2B/05	435
<i>Échantillons composés de 4 connecteurs</i>				
WO-4B/01	429		BO-4B/01	419
WO-4B/02	412		BO-4B/02	451
WO-4B/03	399		BO-4B/03	385
WO-4B/04	441		BO-4B/04	422

TABLE 5.1 – Relevé des densités et degrés d'humidité des échantillons pour 1 connecteur

Ce connecteur à pour référence sur le site constructeur : BV 15/0.

Enfin, chacun de ces tests est répété cinq fois afin d'obtenir un échantillon de résultats suffisamment grande.

Avant d'effectuer les tests, pour chaque élément de bois, sa densité est relevée. Afin d'avoir une seule valeur moyenne pour chaque éprouvette, en suivant ce qui est prescrit dans l'Eurocode 5, c'est la moyenne géométrique qui est prise. L'objectif en relevant ces valeurs est d'analyser la relation qui existe entre force nécessaire à l'enfoncement et densité moyenne des pièces de bois.

Autrement dit on a

$$\rho_m = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2} \quad (5.1)$$

Les résultats des densités sont repris dans le [Tableau 5.1]

D'un point de vue nomenclatures, celles utilisées pour ce test sont de la forme

WO-1B/01.

Dans laquelle :

WO sont pour les connecteurs Wolf et seront remplacés par *BO* pour les connecteurs BOVA
1B signifie 1 biface et pourra être remplacé par *2B* et *4B*
01 est le numéro de test

5.1.1.2 | Description du test expérimental

Les essais se font sur une presse professionnelle d'une capacité de 20 tonnes. Les échantillons sont placés sur un plateau inférieur fixe. Seul le plateau supérieur est en mouvement pour appliquer la force souhaitée. Lors de ces tests, on arrêtera la descente de la presse lorsque les deux pièces de bois rentrent en contact, autrement dit lorsque le connecteur est totalement enfoncé.

Lorsqu'on arrivera aux tests des échantillons composés de 4 connecteurs, il sera nécessaire d'ajouter de part et d'autre de l'échantillon une plaque d'acier de 5 mm d'épaisseur dans le but de répartir convenablement les efforts. Sans celles-ci, les tests seraient limités à des échantillons dont les pièces de bois ne dépassent pas le diamètre des plateaux circulaires de la presse.

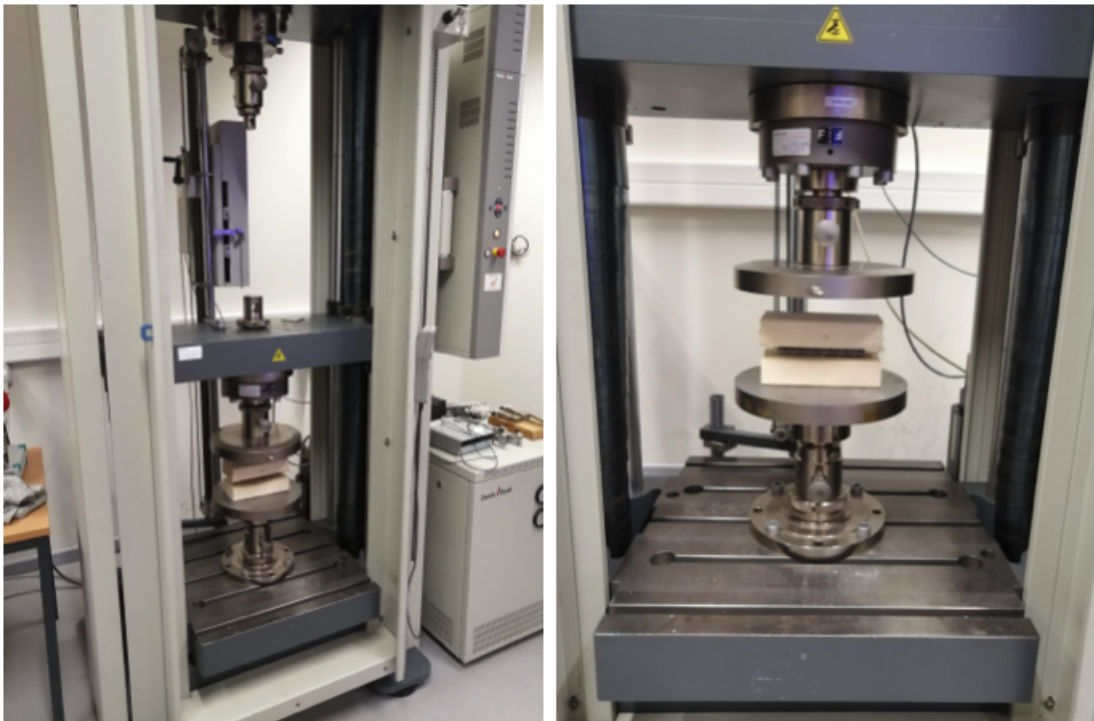


FIGURE 5.3 – Presse utilisée lors des essais en pression

5.1.1.3 | Résultats

La force appliquée par la presse est relevée de façon continue sur ordinateur. Celui-ci trace un graphique de la force en fonction du temps. Les résultats sont repris dans le [Tableaux 5.2].

Échantillon	Force [N]		Échantillon	Force [N]
<i>Échantillons composés de 1 connecteurs</i>				
WO-1B/01	2692		BO-1B/01	2000
WO-1B/02	2900		BO-1B/02	2200
WO-1B/03	2750		BO-1B/03	2150
WO-1B/04	2900		BO-1B/04	1800
WO-1B/05	2780		BO-1B/05	2100
<i>Échantillons composés de 2 connecteurs</i>				
WO-2B/01	5400		BO-2B/01	3300
WO-2B/02	6000		BO-2B/02	3200
WO-2B/03	4600		BO-2B/03	3000
WO-2B/04	4500		BO-2B/04	3900
WO-2B/05	6500		BO-2B/05	3600
<i>Échantillons composés de 4 connecteurs</i>				
WO-4B/01	9000		BO-4B/01	6500
WO-4B/02	9000		BO-4B/02	8000
WO-4B/03	8000		BO-4B/03	7000
WO-4B/04	11000		BO-4B/04	6500

TABLE 5.2 – Relevé de la force appliquée par la machine pour l'enfoncement total des connecteurs

Suivant ces résultats, nous pouvons placer ces valeurs sur un graphique [Figure 5.4] afin de voir la relation qui les lie. Ce graphique exprime la force nécessaire pour un enfoncement total en fonction de la surface occupée par les connecteurs.

De ces résultats, nous pouvons relever que la force nécessaire pour l'enfoncement des connecteurs de type BOVA est plus faible que pour les connecteurs de type WOLF. De plus la disparité des résultats est plus faible pour les BOVA que pour les WOLF. Dans les deux cas, cela est principalement dû au nombre de dents plus faible pour les connecteurs BOVA. D'une part, il y a moins de points de contact, la force nécessaire d'enfoncement est donc plus faible. D'autre part, le nombre réduit de dents sur une surface légèrement plus importante sur les connecteurs BOVA rend la force d'enfoncement moins sensible à la présence de défauts.

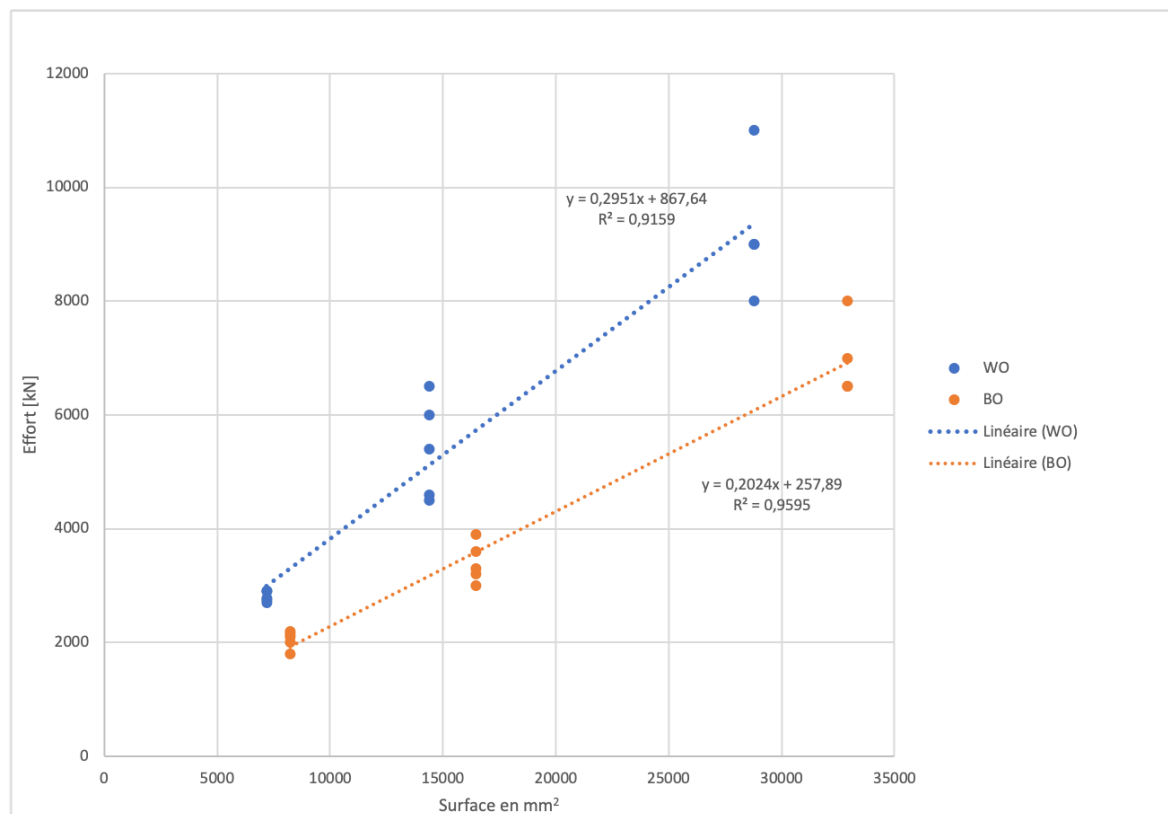


FIGURE 5.4 – Résultats des essais d'enfoncement mis sur graphique

En appliquant un coefficient de 1,5 à la valeur la plus grande trouvée ci-dessus, la valeur dimensionnante est d'environ 15 tonnes. C'est cette valeur que le piston dimensionné dans la prochaine section devra être capable de fournir.

5.1.1.4 | Comportement du connecteur

Lors des tests, aussi bien sur les connecteurs BOVA que les connecteurs WOLF, ceux-ci ne s'enfoncent pas de manière uniforme. Bien que la presse évolue avec une vitesse constante, du fait de la nature non-homogène du bois, les connecteurs ne s'enfoncent pas de la même manière sur tout leur long. Ceux-ci se déforment et prennent un tracé courbe comme illustré sur la [Figure 5.5].

Bien que l'explication de la fabrication des poutres complètes se fera dans une partie ultérieure, cette déformation porte à croire que l'assemblage de lames pour constituer la poutre finale se fera par assemblage successif de deux lames. En effet, même si l'effort qui transite perpendiculairement aux lames reste identique lors-



FIGURE 5.5 – Forme du connecteur lors des essais d'enfoncement

qu'on assemble deux ou cinq lames, le mouvement des lames dû à la déformation des connecteurs risque d'être ingérable.

5.1.2 | Imprévu et limitation de la recherche

À partir de ce stade, l'étude des connecteurs et des poutres assemblées par bifaces se limitera aux connecteurs BOVA. En effet, suite à la fermeture de l'école de Ciney et aux mesures de confinement prise en raison de l'épidémie du COV-19, il ne m'a plus été possible de souder les connecteurs WOLF dos-à-dos. Même si il est regrettable de ne pas effectuer de tests sur ce type de connecteurs, ceux-ci servaient principalement à avoir des valeurs de comparaison aux valeurs obtenues pour les connecteurs BOVA.

5.1.3 | Dimensionnement du vérin hydraulique

Dans le but de construire les poutres utilisées pour les tests expérimentaux, les élèves de l'école technique de Ciney ont relevé le défi de créer une presse hydro-

lique.

Pour le bon fonctionnement de cette presse, l'un des éléments principaux est le piston. Celui a été acheté "tout fait" suite au dimensionnement ci-dessous.

5.1.3.1 | Course du vérin

La course est définie comme la longueur de la tige amovible du vérin. Plus cette course est grande, plus l'encombrement du vérin sera important. Dans notre cas, le vérin sera placé sur un châssis fixe. La taille maximale des poutres que nous construirons auront une épaisseur de l'ordre de 50 cm. Lors de la construction de ces poutres les lamelles seront pressées les unes après les autres, la course du vérin doit donc être de l'ordre de 50 cm également.

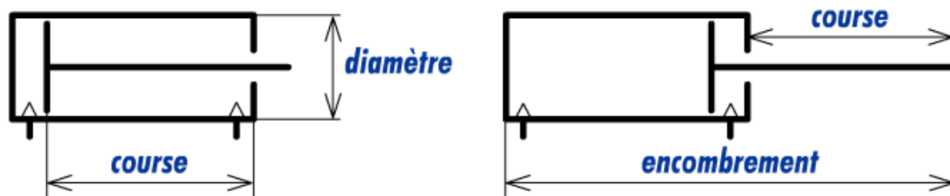


FIGURE 5.6 – Course du vérin [64]

5.1.3.2 | Diamètre du piston

Le diamètre du piston dépend de l'effort axial théorique. Le fluide en compression applique une pression p sur toute la surface du piston notée S qui induit un effort axial théorique F_a en bout de tige

$$F_a = p \cdot S \quad (5.2)$$

On parle d'effort théorique (juste au-dessus) parce qu'en réalité, il y a des pertes dues aux frottements (principalement). Les forces qui s'opposent à l'effort de poussée peut être pris comme valeur générale à 10% [64]. On parle alors d'effort réel axial F_{ar}

$$F_{ar} = 0,9 \cdot F_a \quad (5.3)$$

Dans notre cas, nous travaillerons avec un piston cylindrique. La force axiale nécessaire à l'enfoncement des connecteurs métalliques sera trouvée de façon expérimentale au préalable. En connaissant cette force, il est possible de déterminer la

section et plus précisément le rayon nécessaire pour développer cet effort.

$$F_a = p \cdot \pi \cdot R^2 \Leftrightarrow R = \sqrt{\frac{F_a}{p\pi}} \quad (5.4)$$

Comme noté dans le document [64], rappelons que la pression est exprimée en bar (et non en pascal). Il en résulte un choix d'unités pratiques lors des calculs : P [bar], R [cm], S [cm²], F_a [daN].

5.1.3.3 | le flambage

La tige du vérin subit une charge axiale, plus la tige est poussée par le piston, plus sa longueur en dehors de celui-ci est grande. Cette tige n'est pas retenue le long de sa longueur et est donc sollicitée au flambage. Plus la course est longue et le diamètre petit, plus le risque de flambement est élevé. Bien qu'il est possible de calculer de manière analytique ce risque, il existe des tables qui lient course, diamètre de tige et enfin force axiale.

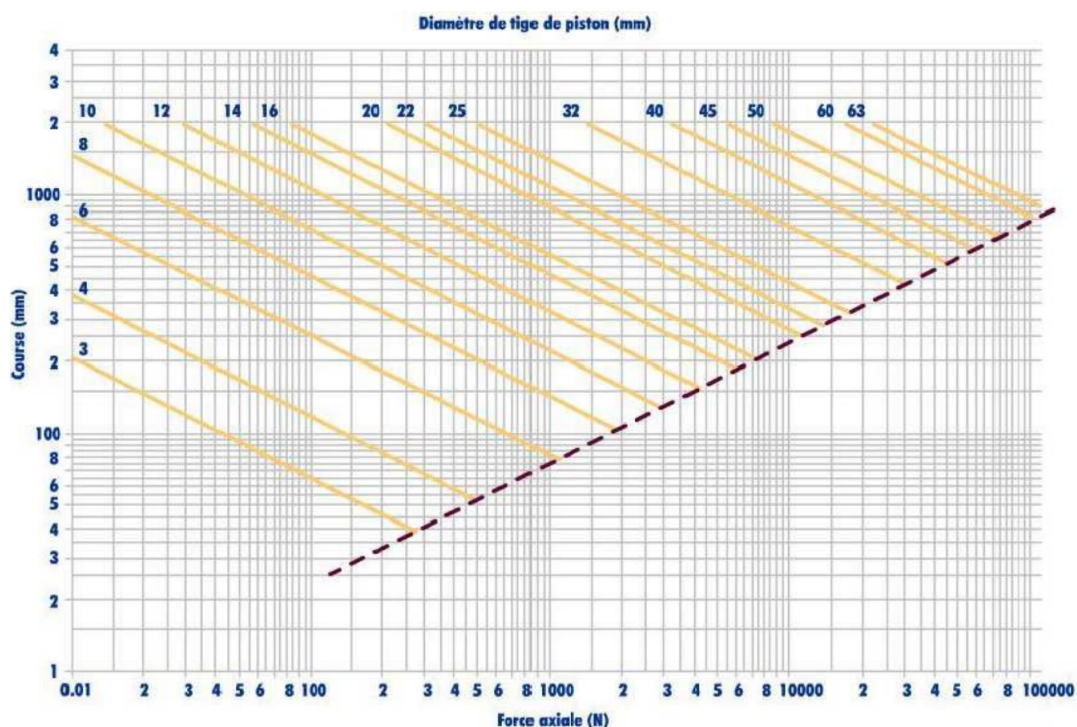


FIGURE 5.7 – Risque de flambage [64]

5.2 | Détermination de la valeur de K_{ser}

Comme noté dans le chapitre 4 traitant des modèles théoriques, il est indispensable de connaître le module de glissement K_{ser} . Paradoxalement, cette valeur déterminée de façon expérimentale sera utilisée pour déterminer de façon théorique, les valeurs de I_{eff} décrites dans le chapitre 4.

5.2.1 | Note sur le séchage des éprouvettes

En toute logique, les éprouvettes pour effectuer les tests décrits ci-dessous et ceux de la [section 5.3] devraient passer un certain temps à l'étuve. Autrement dit, son humidité devrait passer d'une valeur proche de 18% à celle de 12%.

Le but de ce travail est de voir l'efficacité de la liaison entre les lames de bois à l'aide de bifaces et cela dans le cadre d'une fabrication qui serait faite avec des bois de scierie (18% d'humidité). Notamment pour un gain de temps et une infrastructure d'assemblage moins lourde comme expliqué dans les premiers chapitres de ce travail.

Nous faisons donc le choix de ne pas passer les éprouvettes à l'étuve pour diminuer l'humidité car d'autres problèmes se poseraient. Principalement l'apparition de fissures si le séchage se fait trop rapidement mais également un problème au niveau du retrait du bois. En effet, les éprouvettes, déjà confectionnées, subiraient un retrait au voisinage des dents des bifaces. Celui-ci créerait un jeu entre les dents et le bois ce qui impliquerait un glissement initial de la même manière que pour un assemblage par broches ou boulons avec pré-perçage. Comportement que nous cherchons à éviter.

5.2.2 | Protocole d'essais

Cet essai se fera selon la norme NBN - ISO 6891 [65], norme spécifique aux structures en bois assemblées par connecteurs métalliques. La force maximale estimée, F_{est} , doit être calculée de façon antérieure aux essais. Le processus de chargement se fait comme illustré à la [Figure 5.8].

La charge appliquée doit atteindre $0,4F_{est}$ et est maintenue pendant une durée de 30 secondes. Après ce laps de temps, la force appliquée est diminuée à $0,1F_{est}$

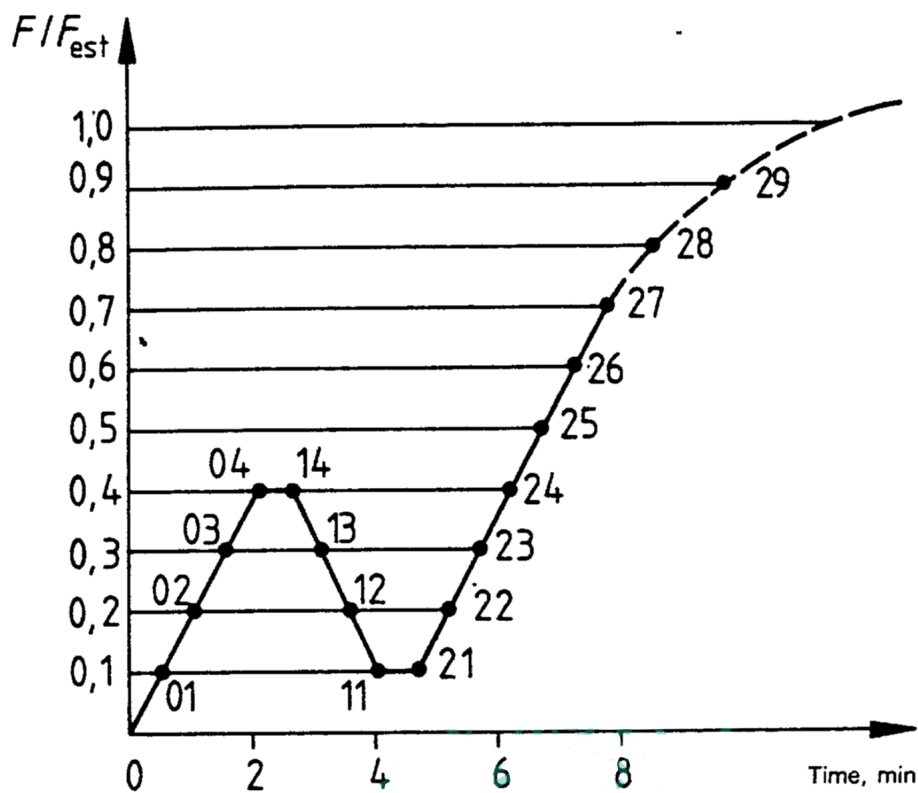


FIGURE 5.8 – Processus de chargement [65]

et maintenue pendant 30 secondes. Ensuite, la charge est augmentée jusqu'à atteindre la valeur de F_{est} ou lorsqu'un glissement supérieur à 15 mm est observé.

En dessous de la valeur de $0,7F_{est}$, un taux d'accroissement constant est appliquée pour la force, de l'ordre de $0,2F_{est}$ ($\pm 25\%$) par minute. Tandis que lorsqu'on dépasse la valeur de $0,7F_{est}$, un accroissement constant au niveau du glissement est utilisé. Le but est d'ajuster cette force pour obtenir un glissement de 15 mm en 3 à 5 minutes (durée du test complet se situant ente 10 et 15 minutes).

La mesure du glissement effectué sera mesurée comme décrit sur la [Figure 5.9]. Pour chaque éprouvette la force atteinte pour obtenir un glissement de l'ordre de 15 mm sera considérée comme la force maximale F_{max} .

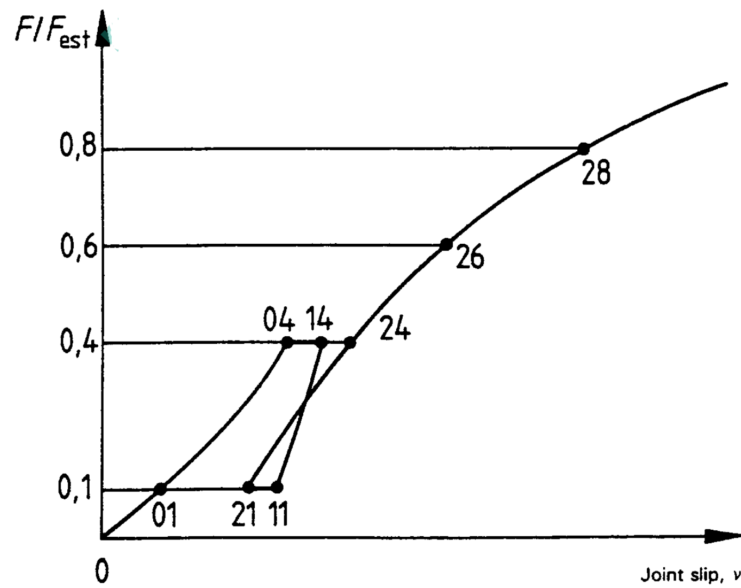


FIGURE 5.9 – Mesure du déplacement à points fixes [65]

De ces mesures, sera tiré dans un premier temps, le glissement initial modifié exprimé par

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) \quad (5.5)$$

Qui servira alors à déterminer la module de glissement k_{ser}

$$k_{ser} = \frac{0,4F_{est}}{v_{i,mod}} \quad (5.6)$$

Notons que lors de l'exécution des tests, si la force maximale F_{max} relevée dévie de plus de 20% de celle estimée F_{est} , cette dernière se doit d'être revue et adaptée.

5.2.3 | Validation des configurations

Lors de ce test, les éprouvettes seront soumises à de la compression axiale et les bifaces seront sollicités par un effort de cisaillement tendant à les désancrer du bois.

Étant donné que ces essais ont pour but d'établir la relation effort-déplacement et que ce déplacement résulte du désancrage progressif du biface, il y a eu lieu de vérifier qu'il n'y aura pas de rupture due à la compression axiale avant la rupture par dés-ancrage des bifaces.


WOLF - NAGELPLATTEN				
 0769				
Wolf Systembau Gesellschaft m.b.H. 10 0769-CPD-6029				
EN 14545:2008 Nagelplatten für Erzeugnisse aus Bauholz für tragende Zwecke				
Mechanische Festigkeit:		Type W101	Type 15N	Type 15NE
— charakteristische Nageltragfähigkeit der Nagelplatte mit charakteristischer Dichte $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	$f_{a,0,0}$; $f_{a,90,90}$; k_1, k_2 ; α_0	2,94 N/mm ; 1,31 N/mm ; -0,00490; 0,00258; 60°	2,31 N/mm ; 1,30 N/mm ; -0,0221; 0,00311; 38°	2,31 N/mm ; 1,30 N/mm ; -0,0221; 0,00311; 38°

FIGURE 5.12 – Caractéristiques de résistance des connecteurs WOLF 15N [66]

Les bifaces BV15/O qui seront utilisés dans les essais sont de dimension $56\text{mm} \times 147\text{mm}$. Il est possible d'exprimer une densité de dents :

$$\frac{28}{56 \times 147} = 0.00340 \text{ dents/mm}^2 \quad (5.7)$$

Les connecteurs WOLF 15N quant à eux, qui sont géométriquement proches des connecteurs BOVA, possèdent une dimension $51\text{mm} \times 152\text{mm}$. Ils sont composés de 36 dents sur une seule face soit une densité de

$$\frac{36}{51 \times 152} = 0.00464 \text{ dents/mm}^2 \quad (5.8)$$

La [Figure 5.12] donne pour ce type de connecteur une valeur de capacité d'ancrage caractéristique de $f_{a,0,0} = 2,31 \text{ N/mm}^2$.

En effectuant un rapport des densités de dents, il est possible d'en déduire, pour le biface BOVA BV15/O, une capacité d'ancrage caractéristique de :

$$f_{a,0,0} = 2,31 \cdot \frac{0.00340}{0.00464} = 1.69 \text{ N/mm}^2 \quad (5.9)$$

Il est alors possible de déterminer la capacité d'ancrage pour un biface BOVA BV15/O (Surface : $S_{bi} = 8232\text{mm}^2$) :

$$2 \cdot f_{a,0,0} \cdot S_{bi} = \boxed{27.824 \text{ kN}} \quad (5.10)$$

Pour le premier type d'éprouvette composé de pièces de bois de dimensions $36 \times 70\text{mm}$, la résistance du bois à la compression axiale est quant à elle déterminée par :

$$f_{c,0,k} \cdot S_{bo} = \boxed{52.920 \text{ N}} \quad (5.11)$$

Dans laquelle

$f_{c,0,k}$ est la résistance caractéristique du bois à la compression axiale, et vaut 21 [Mpa]

S_{bo} est la section du bois, en [mm^2]

Étant donné que la force trouvée en (5.11) est plus importante que celle trouvée en (5.10), la rupture par compression axiale ne sera pas la première à s'opérer.

Pour le second type d'éprouvette composé de pièces de bois de dimensions $36 \times 95[mm]$, la résistance du bois à la compression axiale est quant à elle déterminée par :

$$f_{c,0,k} \cdot S_{bo} = \boxed{71.820 \text{ N}} \quad (5.12)$$

La même conclusion que pour l'éprouvette de type 1 est tirée.

Enfin, le troisième et dernier type d'éprouvette est composé de 2 bifaces côtes à côtes disposés sur des pièces de bois de dimensions $36 \times 145[mm]$. La capacité d'ancrage pour deux bifaces vaut :

$$4 \cdot f_{a,0,0} \cdot S_{bi} = \boxed{55.65 \text{ N}} \quad (5.13)$$

La résistance du bois à la compression axiale est quant à elle déterminée par :

$$f_{c,0,k} \cdot S_{bo} = \boxed{109.620 \text{ N}} \quad (5.14)$$

Étant donné que la force trouvée à l'expression (5.14) est plus importante que celle trouvée en 5.13, la rupture par compression axiale ne sera pas la première à s'opérer.

5.2.4 | Fabrication des éprouvettes

5.2.4.1 | Configuration

Pour mener ces tests, la norme décrite ci-dessus n'impose pas de configuration spécifique pour les éprouvettes. Dès lors, deux montages sont possibles : un premier montage asymétrique constitué de deux pièces de bois et d'un biface. Un second est possible en assemblant trois pièces de bois et deux bifaces.

Alors que les essais visant à fixer des valeurs de K_{ser} sont souvent conduits avec un montage asymétrique [60], nous avons opté pour un montage symétrique pour les raisons qui suivent :

- Ce type d'éprouvettes pose moins de difficultés lors de la fabrication. En effet, dans la configuration asymétrique se pose le problème d'accroche pour y imposer la sollicitation. En général il s'agit d'une pièce collée ou maintenue par une liaison qui possède une résistance plus importante que celle des bifaces). Opter pour l'option symétrique nous libère de ce processus de colle.

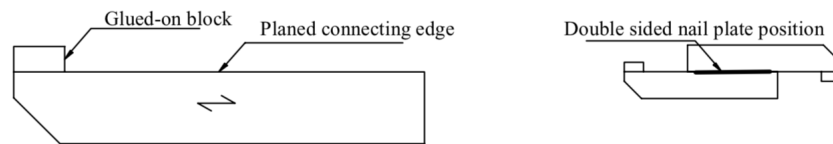


FIGURE 5.13 – Problème lié au choix d'une éprouvette symétrique [60]

- L'option symétrique permet la certitude du sens de l'application de l'effort. Les éprouvettes sont construites pour tenir "seule", perpendiculairement au plateau de la presse. L'effort appliqué par celle-ci est donc uniquement axial. D'une même épaisseur de 36 mm, trois largeurs standards de lame seront mises en oeuvre : 70mm, 95mm et 145mm.

5.2.4.2 | Assemblage et matériel

En dehors du petit matériel, c'est la presse et ses accessoires qui sont les éléments principaux pour fabriquer les éprouvettes. Les résultats obtenus lors de la campagne d'essais qui a été effectuée pour déterminer la puissance requise au vérin [Partie 5.1], montrent que la presse [Figure 5.14] d'une capacité de 20T, de la marque TWIN BUSCH est plus que suffisante.

En effet, comme le montre le [graphique 5.4], l'effort maximum à développer est de l'ordre de 3,9T pour les bifaces BOVA BV15 (Ref. éprouvette : BO-2B/04).

A. Le mode opératoire

Étant donné que c'est le module de glissement K_{ser} qui est un élément clef dans l'étude menée, il est nécessaire que ces éprouvettes soient fabriquées avec les plus grands soins.



FIGURE 5.14 – Presse 20T Twin Busch

1. Phase 1 : Les pièces de bois sont débitées à l'aide d'une scie radiale en morceaux de 280 mm, notons qu'il y a plusieurs types de débits (sur dosse, sur quartier et sur faux quartier). Ceci permet d'avoir une plus grande généralité de résultats.

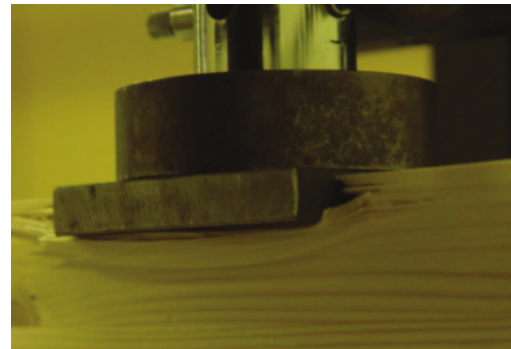


FIGURE 5.15 – Dans l'ordre : pièce débitée sur dosse, sur quartier et sur faux-quartier

- Phase 2 : Les pièces de bois sont assemblées deux à deux (donc 2 passages sous la presse pour assembler trois lames et non deux). Afin d'éviter, lors du pressage, un déplacement dans le sens transversal des pièces de bois, celles-ci sont placées entre des cornières métalliques [Figure 5.16a]. Enfin, afin d'assurer une répartition uniforme de l'effort d'enfoncement et donc d'éviter un poinçonnement du bois, on y ajoute, entre le bois et le vérin, un plat métallique [Figure 5.16b].



(a) Cornières et plat de répartition



(b) Poinçonnement du bois

FIGURE 5.16 – Accessoires supplémentaires pour la fabrication des éprouvettes

B. Le marquage des éprouvettes

Une fois l'éprouvette assemblée, elle est marquée comme illustrée sur la [Figure 5.17]. La nomenclature générale des éprouvettes est de la forme BOXX/YY dans

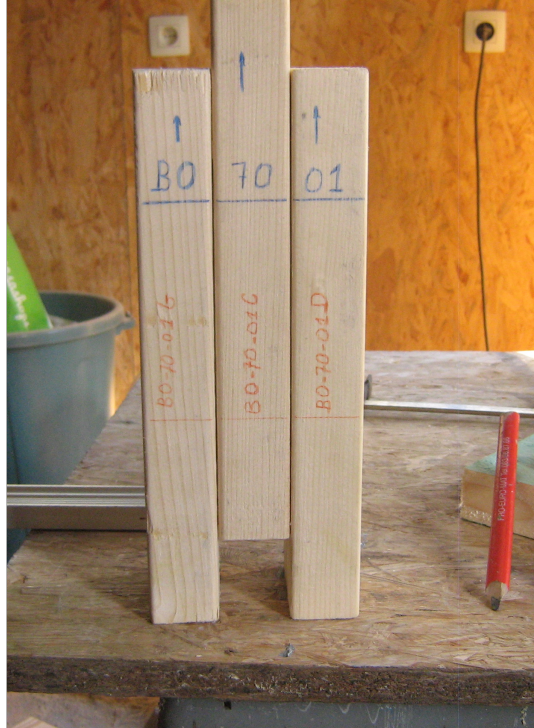


FIGURE 5.17 – Marquage des éprouvettes - Détermination K_{ser}

laquelle :

XX Correspond à la largeur des pièces de bois constitutifs (soit 70mm, 95 ou 145)
YY est un numéro d'indice allant de 01 à 10.

Étant donné que lors des essais, certaines pièces constitutives de l'éprouvette peuvent se désolidariser, chaque pièce portera la même nomenclature que celle de l'éprouvette complétée d'une lettre de position.

G Pour la pièce gauche

D Pour la pièce droite

C Pour la pièce centrale

Ceci étant fait, il est possible de rassembler au besoin, sans risque d'erreur, les trois pièces constitutives d'une même éprouvette.

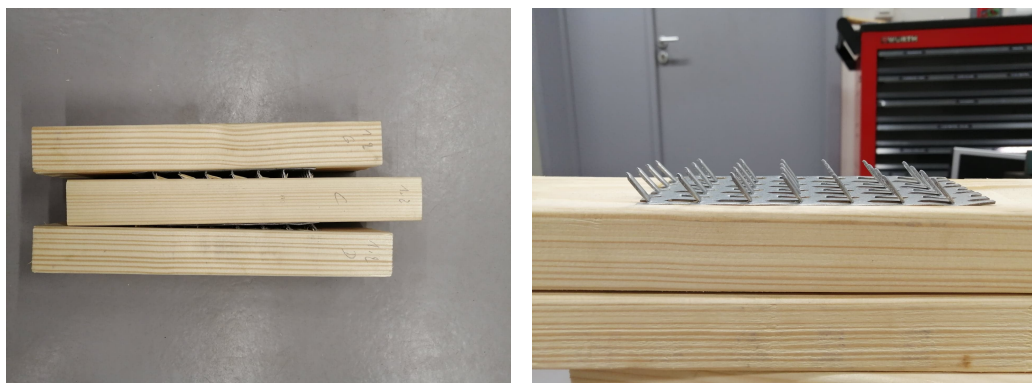
5.2.5 | Déroulement des tests

Les éprouvettes sont placées sur une presse identique à celle utilisée lors de essais de pression décrits dans le point précédent.



FIGURE 5.18 – Essais K_{ser} - Position de l'éprouvette sur la presse de test

Après avoir suivi le protocole, avec notamment le chargement par palier, l'élément central de l'éprouvette se déplace verticalement vers le bas tandis que les deux éléments sur les bords s'écartent en tête. On voit également sur la figure ci-dessous, que les dents des connecteurs se plient et se plastifient.



(a) Mouvement des éléments de bois

(b) Plastification des dents des connecteurs

FIGURE 5.19 – Éprouvette d'essai après le cycle complet de chargement

5.2.6 | Résultats

Lors de ces essais, deux mesures sont prises : l'effort apporté par le piston et le déplacement de celui-ci. Pour calculer la valeur de K_{ser} , nous utilisons les deux formules (5.5) & (5.6). Malgré de nombreuses recherches dans la littérature et une demande particulière à Madame Skowron du CSTS, il n'est pas clair du choix pris dans la norme concernant la prise de la plage de valeurs situées entre $0,1F_{max}$ et $0,4F_{max}$. Suivant ses conseils, une seconde manière de calculer K_{ser} a été utilisée en effectuant une interpolation linéaire de la partie de la courbe orange sur la [Figure 5.20].

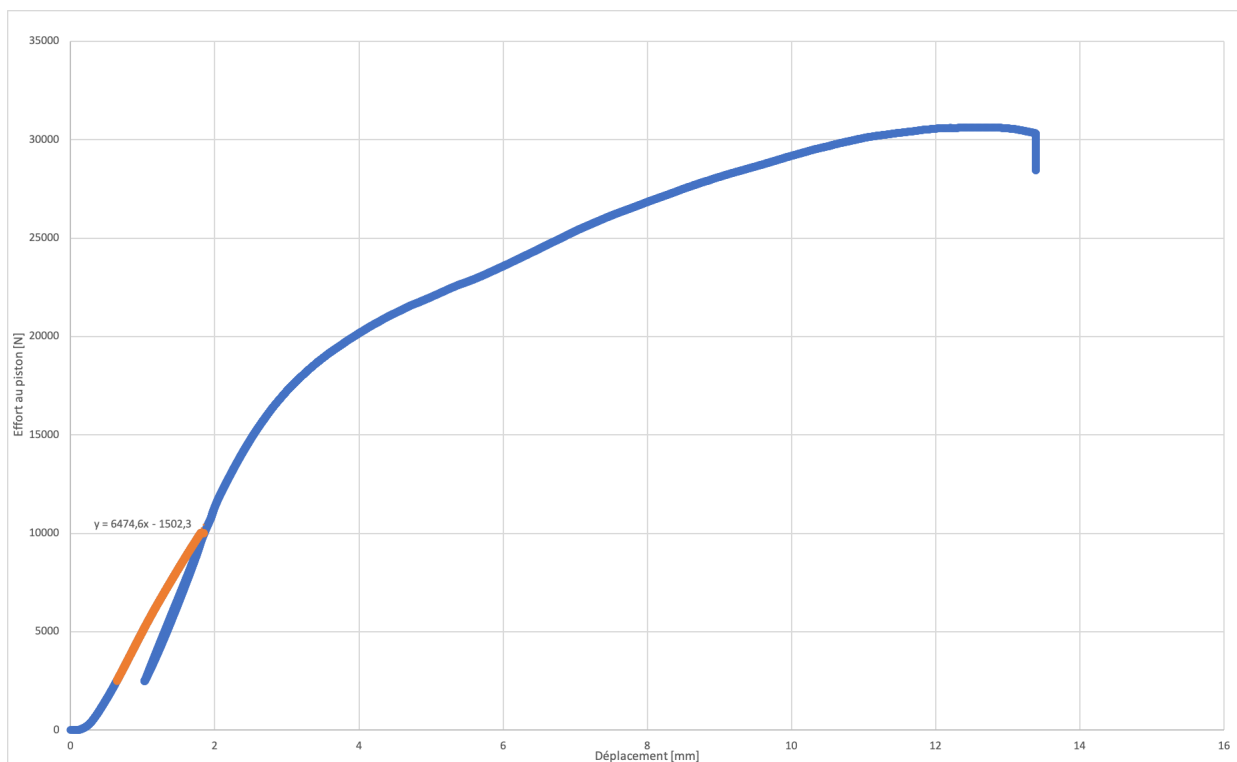


FIGURE 5.20 – Essais K_{ser} - Résultats graphiques

Un graphique comme celui-ci est effectué pour les 30 tests (Les résultats complets sont disponibles à l'annexe G). Pour chacun de ceux-ci, deux valeurs de K_{ser} sont relevées. Ensuite, une moyenne pour les 10 tests de chaque type est effectuée pour l'une et l'autre méthode. Pour finir, une moyenne globale est effectuée et nous obtenons deux valeurs selon deux méthodes différentes.

- Via le calcul en suivant la norme :

$$K_{ser} = 7369 \quad [N/mm] \quad (5.15)$$

- Via l'interpolation linéaire :

$$K_{ser} = 7627 \quad [N/mm] \quad (5.16)$$

On voit à ce stade que ces valeurs sont nettement inférieures à celles espérées. De l'ordre de dix fois moins que la valeur de K_{ser} exposée dans la fiche technique des connecteurs WOLF.

5.3 | Essais de flexion 4 points

Deux types d'essais en flexion coexistent, ceux à 3 points et ceux à 4 points. Dans ce travail, nous opterons pour des tests suivant la seconde option principalement parce qu'elle possède deux avantages par rapport au tests à 3 points :

- Dans les tests de flexion à 3 points, la force est appliquée à l'endroit où les mesures de déformation doivent être prises (au centre). Les zones d'applications des forces sont toujours susceptibles d'être endommagées (notamment par une compression perpendiculaire excessive), il y a donc un risque que cet endommagement fausse les mesures de flèches.
- L'option à 4 points permet d'obtenir une valeur d'effort tranchant nulle et une valeur d'un moment de flexion constant entre les deux points d'application des forces. Ces deux points permettent, entre autres, de ne pas avoir un lieu de rupture préférentiel. Ils permettent également une détermination du module d'élasticité sans passer par le module de cisaillement.

Les essais de flexion à quatre points ont pour but de déterminer le module global d'élasticité en flexion : E et la résistance de la poutre à la flexion axiale f_m . Celui-ci sera déterminé selon la norme EN 408. En mesurant la flèche et la force à laquelle la poutre est amenée à rupture, il sera possible de relier les résultats aux analyses théoriques du chapitre 3.

En effet, la première comparaison est possible en utilisant l'expression de flèche pour une poutre bi-appuyée sollicitée suivant un chargement repart.

$$\delta = \frac{23PL^3}{648EI} \quad (5.17)$$

En mesurant la flèche δ lors du test et en connaissant E déterminé via la EN408, il est possible d'isoler le module d'inertie I qui sera notre I_{ef} . Il pourra alors être comparé au I_{ef} trouvé de façon théorique dans le chapitre 2.

La deuxième comparaison possible est via l'expression de la contrainte en flexion

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{I} y \quad (5.18)$$

Lorsque nous amènerons la poutre à la rupture, il sera possible de déterminer la résistance à la flexion f_m et donc comparer l'expression de la contrainte. On pourra alors isoler la valeur de I pour finalement ressortir la valeur de I_{ef} et effectuer les mêmes comparaisons qu'avec l'expression de la flèche.

5.3.1 | Dispositif d'essais

5.3.1.1 | Mode opératoire

Le dispositif se fera selon la norme EN 408 [66]. L'éprouvette doit être chargée symétriquement en flexion en deux points sur une portée égale à 18 fois la hauteur. L'éprouvette d'essai doit être supportée sur des appuis simples.

Lors de ces tests, deux comportements doivent être empêchés. Le premier est le poinçonnement local aux droits des points d'application de la charge. Pour minimiser ce phénomène, il est possible d'interposer des petites plaques d'acier de longueur inférieure ou égale à la moitié de la hauteur de l'éprouvette. Le second est le déversement. Une contrainte latérale doit être exercée lorsque nécessaire pour éviter ce phénomène. Il est indispensable que cette contrainte n'exerce pas une résistance de friction significative pour ne pas fausser les essais.

La force doit être appliquée à vitesse constante et la vitesse de déplacement de la tête de chargement ne peut dépasser 0,003 h mm/s. Puisque nous amenons la poutre à rupture, la force doit être appliquée à une vitesse constante dans le but d'atteindre la force maximale en 300 ± 120 sec. Enfin, le dispositif de chargement utilisé doit permettre la mesure de la force avec une précision de 1% de la force appliquée à l'éprouvette d'essai.

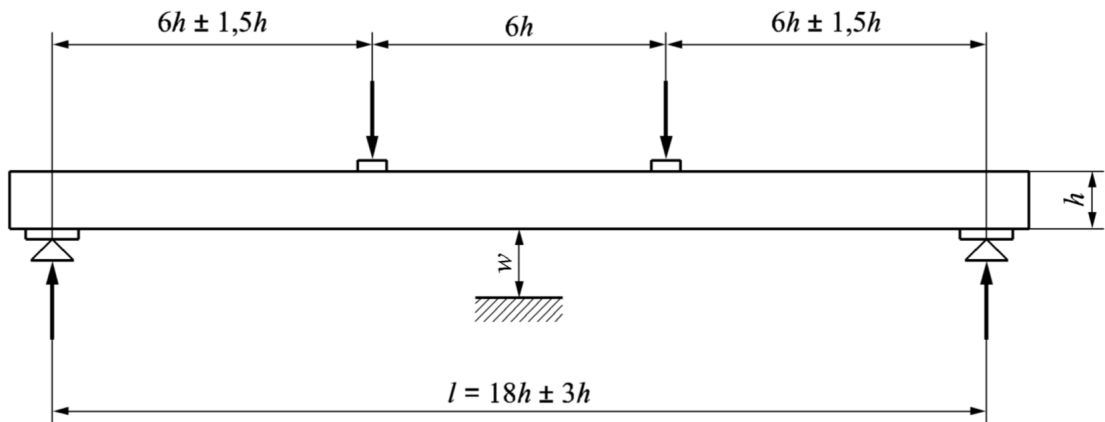


FIGURE 5.21 – Dispositif d'essais - module global d'élasticité et résistance en flexion [66]

La flèche w doit être mesurée au centre de la portée et au centre de la rive de traction ou de compression. Lorsque w est mesurée sur l'axe neutre, elle doit être la moyenne des mesures réalisées sur les deux faces de l'éprouvette d'essai. Celle-ci doit être déterminée avec une précision de 1%.

5.3.1.2 | Expression des résultats

Pour le module d'élasticité global E , on utilise la section du graphe comprise entre $0,1F_{max}$ notée F_1 et $0,4F_{max}$ notée F_2 pour une analyse de régression [Figure 5.22]. Il faut alors trouver la partie la plus longue de cette section qui donne un coefficient de corrélation de 0,99 au mieux. Il faut que cette section couvre au moins la plage comprise entre $0,2F_{max}$ et $0,3F_{max}$. Il est alors possible de calculer le module globale d'élasticité E selon :

$$E = \frac{3aL^2 - 4a^3}{2bh^3 \left(2 \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh} \right)} \quad (5.19)$$

Dans laquelle

$F_2 - F_1$ est un accroissement de force, en [N]

$w_2 - w_1$ est l'accroissement de flèche correspondant à $F_2 - F_1$, en [mm]

G est le module de cisaillement, pour des conifères, en [N/mm^2]

a est la distance entre un point de chargement et l'appui le plus proche, en [mm]

L est la portée en flexion de l'éprouvette d'essai, en [mm]

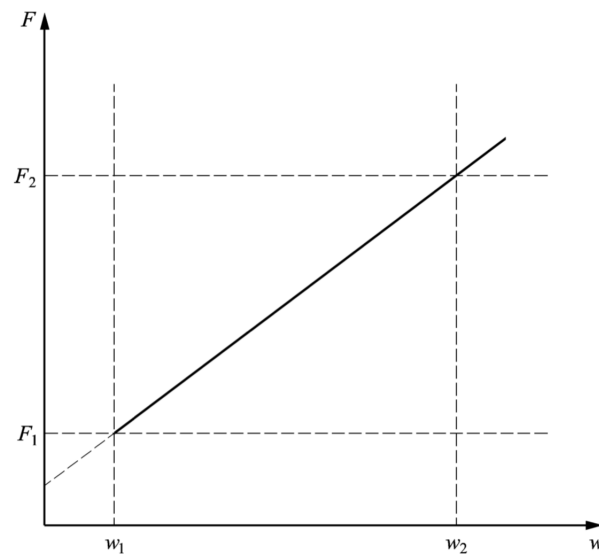


FIGURE 5.22 – Courbe force/déplacement dans la plage des déplacements élastiques [66]

Pour la résistance à la flexion, elle est déterminée par :

$$f_m = \frac{3Fa}{bh^2} \quad (5.20)$$

Dans laquelle

F est la force à la rupture, en [N]

a est la distance entre un point de chargement et l'appui le plus proche, en [mm]

b est la largeur de la section transversale, en [mm]

h est la hauteur de la section transversale, en [mm]

La résistance à la flexion doit être calculée avec une précision de 1%.

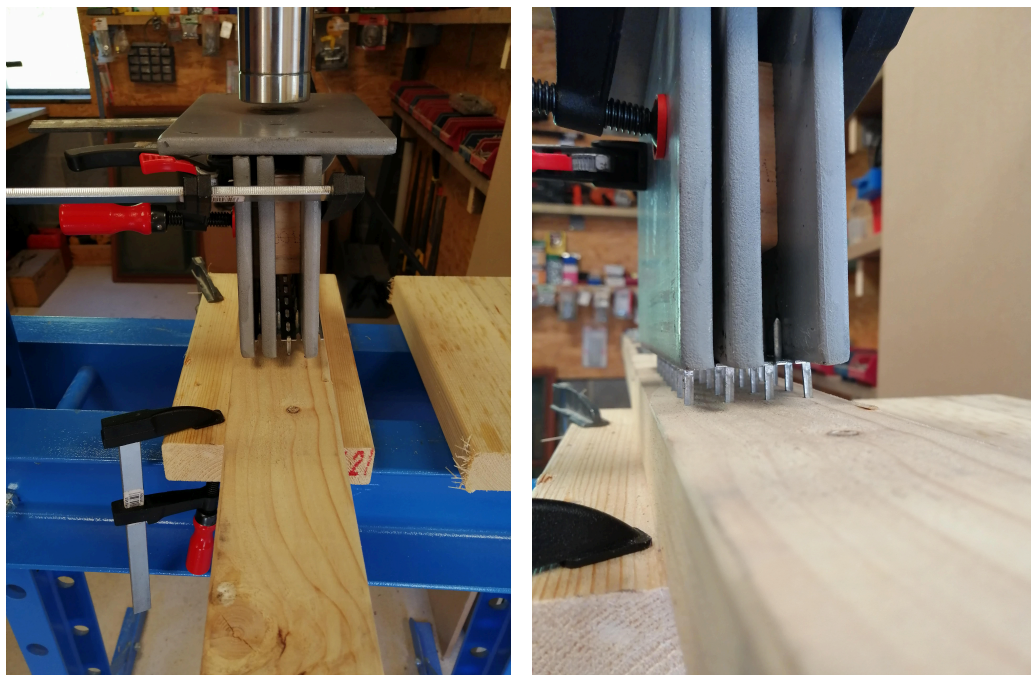
5.3.2 | Fabrication des poutres

5.3.2.1 | Poutres de petites portées

La presse décrite dans la section suivante ayant pris du retard sur sa conception à cause de la crise sanitaire, il a fallu trouver une autre option pour assembler ces poutres de petites portées. Le choix pour lequel nous avons décidé d'opter est d'utiliser la même presse que celle utilisée pour la conception des éprouvettes de test pour déterminer le module de glissement [Section 5.2].

La poutre construite dans cette section est composée de 3 lames de bois C24 de dimension $b \times h = 70 \times 36$ [mm]. Les connections sont faites à l'aide de 7 bifaces par bilames pour un total de 14 bifaces pour la poutre finale. La longueur de la poutre est quant à elle déterminée suivant la norme EN 408 via le rapport $\frac{L}{h} = 18$. La poutre finale aura donc pour dimensions une longueur de 2m avec une section $b \times h$ de 70×108 [mm].

Une des plus grandes difficultés lors de l'assemblage de ces poutres réside dans le fait de ne pas plier les dents des connecteurs. Si celles-ci se plient, leur adhérence sera moins forte et il risque d'y avoir du jeu. La première étape consiste donc à enfoncer les connecteurs, pour ce faire nous positionnons 3 lames métalliques entre les dents pour obtenir une poussée du vérin la plus uniforme possible [Figure 5.23] :



(a) Assemblages de trois plats métalliques

(b) Zoom sur le positionnement

FIGURE 5.23 – Montage permettant un enfoncement uniforme des connecteurs métalliques

Une fois les connecteurs placés sur les lames, celles-ci sont assemblées deux à deux par un premier passage dans lequel la pression appliquée par le vérin est de 2,5 tonnes. Ensuite un second passage est réalisé pour arriver à 5 tonnes. Deux passages pour atteindre la pression finale évitent la fissuration de la lame qui forme-

rait un angle trop important entre deux connecteurs dont l'un serait totalement enfoncé et l'autre totalement hors de la lame. Au final, on place un nombre égal de connecteurs sur seulement 2 des 3 lames de bois. La lame sans connecteur se positionnera au milieu de la future poutre.



(a) 3 lames avec connecteurs

(b) Poutre finale assemblée

FIGURE 5.24 – Assemblage des 3 lames pour fabriquer la poutre finale

5.3.3 | Déroulement des tests

Avant d'effectuer les test de flexion 4 points, il faut estimer la force nécessaire pour amener à rupture les poutres. Le vérin sélectionné pour effectuer les tests sur ces poutres est de l'ordre de 10 tonnes (Les détails de calcul se trouvent en annexe C).

Comme décrit plus haut dans le protocole de test, nous ne pouvons pas dépasser la vitesse de 0,003 h mm/min. Dans notre cas, nous avons une poutre de faible hauteur et nous optons par une vitesse valant la moitié de cette dernière valeur, soit 0,162 mm/min.

En tout, six poutres sont testées et sont installées comme sur la [figure 5.25].



FIGURE 5.25 – Montage poutre en flexion 4 points

La valeur de la force appliquée est mesurée directement au vérin tandis que la valeur de la déformation est mesurée à l'aide d'une pastille collée sous la poutre. Cette pastille est reliée par un câble, lui même relié à un enrouleur qui mesure la portion de câble déroulée.

Parmi les six poutres, deux ont atteint la rupture par traction excessive dans la fibre inférieure de la poutre [Figure 5.26]. Il en résulte un déchirement net s'amorçant au centre de la poutre et se prolongeant vers l'un des appuis.

La rupture des quatre autres poutres est due également à un dépassement de la valeur de la résistance à la traction perpendiculaire aux fibres. Ce dépassement a provoqué une "délamination" de la lame inférieure par un dépassement de la capacité d'ancrage du connecteur sollicité en traction orientée parallèlement aux dents. Ce déchaussement, bien visible sur la photo [Figure 5.27], a isolé la lame inférieure qui s'est retrouvée seule à devoir résister à l'effort appliqué.

5.3.4 | Résultats

La machine d'essais nous renvoie la force appliquée au vérin tandis que la déformation est mesurée à l'aide de la sonde décrite ci-dessus. La longueur finale entre les deux appuis est de 1890 mm et les charges sont appliquées symétriquement à une distance de 630 mm des appuis.



FIGURE 5.26 – Rupture par traction perpendiculaire aux fibres



FIGURE 5.27 – Rupture par délamination de la lame inférieure

On trouve alors la valeur du module de Young E correspondant en utilisant l'expression (5.19). La valeur moyenne des résultats obtenus est de 3897 N/mm^2 (Les résultats détaillés se trouvent à l'annexe H).

L'idée ensuite est de faire le chemin opposé en utilisant les formules pour retomber sur la valeur de K_{ser} et pouvoir la comparer avec celles obtenues lors des essais précédents (Partie 5.2.6). Comme décrit plus haut, nous avons deux méthodes pour effectuer cette comparaison.

1. Suivant la flèche d'une poutre soumise à deux charges ponctuelles P positionnées en $\frac{L}{3}$ et $\frac{2L}{3}$, on a

$$f = \frac{23PL^3}{648EI} \Leftrightarrow EI = \frac{23PL^3}{648f} \quad (5.21)$$

La valeur moyenne des six poutres testées est de $EI_{eq} = 2,16 \times 10^{10}$ (Les résultats détaillés se trouvent à l'annexe H).

2. Suivant la contrainte de flexion maximum. En prenant l'expression du moment maximum d'une poutre soumise à deux charges ponctuelles P positionnées en $\frac{L}{3}$ et $\frac{2L}{3}$, on a

$$M\left(y = \frac{L}{2}\right) = \frac{PL}{3} \quad (5.22)$$

On peut ensuite calculer la résistance à la flexion f_m suivant l'expression 5.20. La valeur moyenne obtenue sur les six poutres est de $45,7 \text{ N/mm}^2$.

On isole ensuite I_{eq} dans l'expression de la contrainte de rupture à la flexion

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{I} y = f_m \Leftrightarrow I_{eq} = \frac{M_{Ed} h}{f_m} \quad (5.23)$$

La valeur de I_{eq} , multipliée par la valeur du E moyen nous donne un $EI_{eq} = 2,04 \times 10^{10}$ (Les résultats détaillés se trouvent à l'annexe H).

Lorsqu'on a ces deux valeurs, on utilise la même feuille de calcul qui est illustrée à l'annexe E. On trouve des valeurs de K_{ser} se situant entre 4300 et 4900 N/mm .

5.3.4.1 | Essais sur une poutre en bois massif

Ayant obtenus de faibles résultats de la valeur de k_{ser} , l'idée est venue de comparer une poutre en bois massif de dimensions identiques. Le but est de se rendre compte de la différence qu'il y a entre les deux modèles de poutres, principalement au niveau de la force maximum développée par le vérin lorsque la rupture s'opère et la flèche maximum que prend la poutre. La poutre testée est exposée à la [Figure 5.28].



FIGURE 5.28 – Montage poutre en bois massif en flexion 4 points

En analysant de la même façon cette poutre que celles assemblées à l'aide de biffaces, on peut dresser le tableau comparatif suivant.

Type de poutre	Effort max [kN]	Flèche max [kN]	Module de Young [N/mm^2]	K_{ser} [N/mm]
Poutre avec biffaces	14	80	3896	4500
Poutre bois massif	15,5	28	7696	91000

TABLE 5.3 – Tableau comparatif entre poutre avec biffaces et poutre bois massif

On voit directement le gros point faible des poutres assemblées par biffaces : la déformation. En effet, pour une valeur identique d'effort développé au vérin, la flèche que prendra cette poutre est proche de quatre fois celle que prendra son homologue en bois massif.

Faire ce test permet d'obtenir un ordre de grandeur du K_{ser} "idéal" qu'il faudrait obtenir pour pouvoir rivaliser avec une poutre en bois massif.

Comparaison des études

6.1 | Comparaison entre étude expérimentale et annexe B de l'EC5

La première comparaison se fait en adaptant la feuille de calcul présentée à l'annexe E dans laquelle on utilise la valeur du module de glissement K_{ser} déterminée lors des tests décrits dans la partie 5.2.6. La valeur de K_{ser} vaut donc 7500 N/mm et la feuille de calcul est paramétrée comme illustre sur la [Figure 6.1].

Calcul de la rigidité efficace pour une poutre à 3 lames							
Critères de dimensionnement à l'ELU			KO	Critère de dimensionnement à l'ELS			KO
Contrainte de flexion maximum :			3,70 < 1	Flèche maximale admissible :			L/ 300
Contrainte de cisaillement maximum :			1,45 < 1	Déformation maximale [mm]			67,41 < 6,30
Paramètres	Symbole	Unités	Profil 1	Profil 2	Profil 3		
Module d'élasticité long. Moyen du profil	E	Mpa	11000	11000	11000		
Largeur section	b	mm	70	70	70		
Hauteur section	h	mm	36	36	36		
Moment d'inertie du profil	I	mm ⁴	272160	272160	272160		
Section du profil	A	mm ²	2520	2520	2520		
Distance entre axe d'inertie (tot) et axe de gravité (i)	a	mm	36	0	36		
Coefficient de glissement du profil - ELS	γ	/	0,24608837	1	0,24608837		
Coefficient de glissement du profil - ELU	γ	/	0,178719148	1	0,178719148		
Longueur efficace	l	mm	1890	1890	1890		
Module de glissement de la connexion	k	N/mm ²	25	25	25		
Raideur de l'assembleur - À l'ELS	K_{ser}	N/mm	7500	7500	7500		
Raideur de l'assembleur - À l'ELU	K_u	N/mm	5000	5000	5000		
Espacement entre 2 connecteurs	s_j	mm	300	300	300		
Nombre d'espacement	n	/					
Portée poutre	L	mm	1890	1890	1890		
Résistance caractéristique en flexion	$f_{m,k}$	Mpa	24				
Résistance caractéristique en cisaillement	$f_{v,k}$	Mpa	2,7				
							Rendement >= Bois Massif
Rigidité Efficace - ELS	(EI)_eff	Nmm ²		2,67E+10			32,99%
Rigidité Efficace - ELU	(EI)_eff	Nmm ²		2,18E+10			27,00%
Charges ponctuelles	P	daN	750				
Moment maximal	M_d	m*daN	472,5				

FIGURE 6.1 – Feuille de calcul pour comparaison

Des résultats qui proviennent de l'étude expérimentale, on a, à la rupture, une flèche maximale qui vaut 79 mm et une rigidité équivalente de $2,2 \times 10^{10}$. Notons que ces résultats sont obtenus en prenant la moyenne des résultats des six poutres testées.

On relève alors une différence de l'ordre de 10% dans les résultats. Les formules décrites dans l'annexe B de l'Eurocode 5 semblent convenir pour décrire le comportement de ces poutres. La différence relevée est sûrement due à la valeur de K_{ser} déterminée de façon expérimentale. Comme décrit en détail dans le chapitre suivant, il serait intéressant de tester des poutres assemblées avec d'autres types de connecteurs. Le principal avantage est d'avoir accès à la valeur de k_{ser} via le fabricant. En connaissant cette valeur, on peut d'une part recommencer les tests K_{ser} pour analyser les différences qui existent et d'autre part recommencer les tests des poutres pour comparer avec la feuille de calcul de l'Eurocode 5.

6.2 | Comparaison entre étude expérimentale et numérique

Un second moyen de comparer les résultats obtenus est d'utiliser le modèle numérique décrit à la partie 4.4.1. Dans lequel on adapte la charge en y plaçant deux charges ponctuelles égales positionnées aux tiers de la poutre. La valeur moyenne des forces maximales appliquées lors des tests est de l'ordre de 14 kN, soit 7 kN par charge ponctuelle. Comme expliqué dans la partie 4.4.1, on adapte la valeur du module de Young des éléments barres (ressorts) qui modélisent les bifaces en prenant $K_{ser} = 7500 \text{ N/mm}$. Avec cette dernière valeur, on obtient une valeur du module de Young de $E = 22,36 \text{ kN/mm}^2$. On obtient alors un modèle illustré sur la [Figure 6.2].

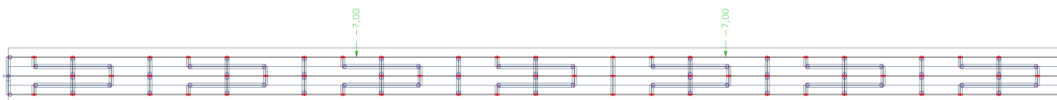


FIGURE 6.2 – Modèle numérique modifié pour la comparaison des résultats

En y appliquant les charges décrites ci-dessous, on obtient la déformée illustrée sur la [Figure 6.3].

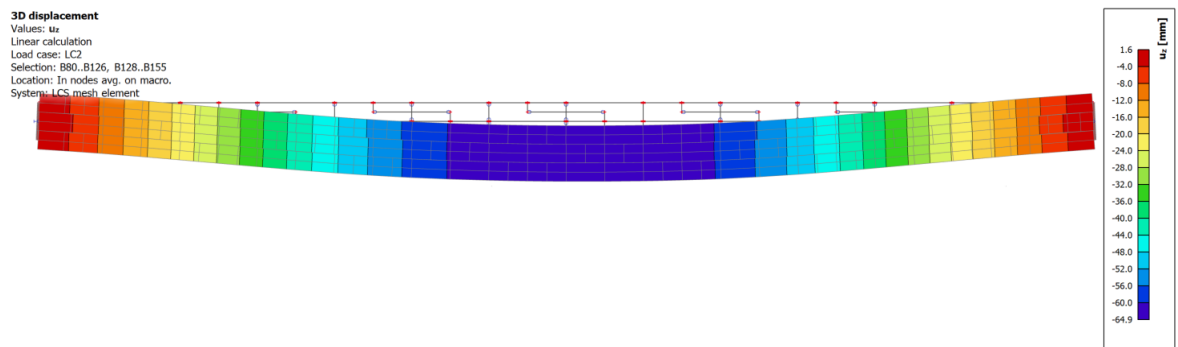


FIGURE 6.3 – Déformée pour la comparaison des résultats

On voit alors que la flèche maximale obtenue est du même ordre que la valeur obtenue au point précédant, autrement dit en utilisant les formules de l'EC 5. Le modèle semble donc réagir correctement aux variations de la valeur de K_{ser} . la conclusion concernant la différence de 10% avec la valeur obtenue expérimentalement reste identique que celle décrite au point précédant. Il est donc primordiale que la personne qui continuera d'étudier ce nouveau type d'assemblage se focalise sur la manière de calculer la valeur du module de glissement K_{ser} de façon expérimentale.

Pistes d'améliorations

Ce travail n'est que l'amorce d'une étude qui est loin d'être finie, Cette section permet de proposer des pistes de recherche pour le prochain étudiant qui continuera l'étude de ce nouveau type d'assemblage.

7.1 | Modèle théorique et feuille de calculs

Il serait intéressant de trouver d'autres méthodes de calculs que celle décrite dans l'annexe B (ou méthode Gamma) pour caractériser le comportement d'une poutre à trois lames. Il serait intéressant de creuser chez les fabricants de CLT ou encore chez les créateurs de logiciels de calcul comme CLT Designer afin de voir avec eux les méthodes qu'ils utilisent.

L'automatisation de certaines méthodes via des feuilles de calculs Excel permet de gagner un temps considérable durant l'étude. Celle pour l'annexe B est décrite et donne de bons résultats. Il serait intéressant d'automatiser la méthode de Kreuzinger par exemple pour pouvoir étendre les calculs à des poutres composées de plus de trois lames.

7.2 | Assemblages via d'autres types de connecteurs

Les tests menés lors de ce travail étaient au départ réalisés avec des connecteurs Bova et des connecteurs Wolf. Suite à la crise sanitaire, seul le premier de ces deux types de connecteurs a pu être testé.

Une première chose à faire serait de mener les tests sur des assemblages avec des connecteurs Wolf. Pour se faire, il faut souder deux connecteurs wolf standards dos-à-dos tout en découpant une dent sur deux. En effet, les dents proviennent d'une découpe dans la plaque métallique initiale, il est donc impossible, géométriquement, d'avoir une dent au même endroit de part et d'autre de la plaque métallique. Les dents de ce connecteur ont une plus grande densité et une longueur plus faible que sur les connecteurs Bova.

Enfin, un nouveau produit arrive sur le marché dont j'ai seulement entendu parler au mois de mai 2020 et qui serait commercialisé en septembre 2020 : Sharp Metal de chez Rothoblaas [Figure 7.1]. Il s'agit de fines plaques métalliques vendues en bobines composées d'une grande densité de dents courtes. Dans leur catalogue ces bandes métalliques sont utilisées pour du CLT nervuré, donc pour assembler des poutres BLC au plancher CLT en complément de vis obliques. J'ai effectué un premier contact avec le directeur commercial du BENELUX et il semble prêt à donner d'avantage d'informations concernant les tests entrepris pour caractériser le module de glissement K_{ser} .

De mon point de vue, il serait intéressant de construire des poutres avec ce nouveau produit suivant 2 configurations : la première avec des plaques métalliques tout le long des lames de bois et la seconde en coupant des morceaux de ces longues plaques pour se rapprocher des connecteurs étudiés dans ce travail.

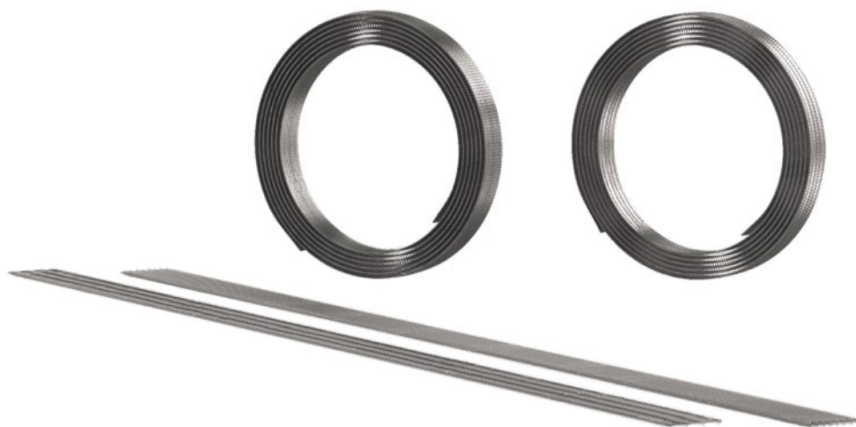


FIGURE 7.1 – Connecteurs Sharp Metal de chez Rothoblaas

7.3 | Étude approfondie des connecteurs

Dans la continuité de ce qui est expliqué dans le point précédent, il est indispensable de faire une recherche approfondie sur "le connecteur optimal". En effet, dans ce travail, l'étude est limitée aux connecteurs Bova, notamment parce que ce sont ceux que nous avons trouvés sur le marché. Il n'y a donc pas d'études spécifiques qui ont été menées au préalable sur la géométrie de ces connecteurs. Le fait de tester d'autres connecteurs comme expliqué à le point précédent, permet de donner une indication sur les paramètres qui influencent les résultats.

De mon point de vue, plusieurs paramètres doivent bénéficier d'une étude approfondie. Les deux premiers sont liés et sont la densité et la longueur des dents. Vaut-il mieux une faible densité de grandes dents ou une grand densité de petites dents? Une idée pourrait être de modéliser un connecteur seul en lui appliquant une charge et d'analyser le comportement des dents et comment celles-ci se déforment. L'essai de poutres assemblées avec des connecteurs Sharp métal décrits ci-dessus pourra donner une bonne indication sur le caractère favorable (ou non) d'une grande densité de petites dents.

Une autre paramètre intéressant à analyser est celui des dimensions géométriques des connecteurs, largeurs et longueurs, par rapport à la taille de la poutre assemblée. Notamment trouver une relation pour la distance au bord à partir de laquelle des fissures apparaissent lors de l'enfoncement des connecteurs métalliques. Vaut-il mieux un connecteur large et peu long ou un connecteur en longueur et donc plutôt étroit?

7.4 | Position optimale des connecteurs sur les lames

Une fois les connecteurs convenablement dimensionnés, il faudrait mener une étude spécifique quant à la position optimale des connecteurs. Dans l'étude qui a été menée, les connecteurs ont tous été positionnés à distance égale. Peu-être faudrait-il faire varier la densité de connecteurs en fonction des sollicitations que subit la poutre? La questions se pose pour chaque lame qui constitue la poutre mais aussi pour la position des connecteurs d'une lame à l'autre. Faut-il aligner les connecteurs d'une lame à l'autre ou plutôt les décaler? En savoir d'avantage sur sur le placement optimal des connecteurs permettra d'effectuer des économies

sur le nombre et donc le coût des connecteurs à placer.

7.5 | Analyse du prix et du temps d'assemblage

Enfin pour clôturer cette partie sur les pistes de réflexions, il serait intéressant de mener une comparaison des prix de deux poutres identiques, l'une en lamellé collé et l'autre assemblée par bifaces. Dans cette comparaison de prix, il pourrait être intéressant, selon moi, de prendre en compte le transport depuis l'usine. En effet, quand on parle d'une application potentielle dans les pays d'Afrique par exemple, le transport depuis une chaîne de production de BLC n'est pas négligeable. Coût qui pourrait être nettement diminué en implantant une chaîne de production pour des poutres assemblées par bifaces.

En complémentarité de l'analyse des coûts, une analyse du temps de production pourrait être intéressante. En effet, il n'y a pas de temps de séchage de colle à prendre en compte mais bien un temps certain de positionnement des bifaces et de pressages successifs. Il n'est donc pas si facile de dire qu'un assemblage de lames par bifaces est beaucoup plus rapide que la production d'une poutre BLC.

Conclusions et perspectives

L'objectif de ce travail de recherche était l'étude de faisabilité de poutres de fortes sections assemblées par bifaces, éléments métalliques surfaciques liants les lames de bois. Ce type de poutre n'existe pas actuellement sur le marché et il n'y a pas encore de recherches qui vont dans ce sens. Les recherches entreprises jusqu'ici se focalisent sur un assemblage, par connecteurs métalliques surfaciques, liant un plancher à un mur ou encore un plancher à une poutre dans le cas de planchers CLT nervurés. La présente recherche visait donc à étudier et à confectionner des poutres assemblées à l'aide de bifaces pour ensuite les tester pour analyser leurs déformations et leurs mécanismes de rupture.

Le bois devient peu à peu un élément essentiel dans le domaine de la construction en se démarquant de ces concurrents directs, l'acier et le béton. Le matériau bois présente en effet de nombreux avantages comme sa résistance au feu, son ratio poids/résistance ou encore son aspect durable en adéquation avec la problématique environnementale actuelle. Malgré ses avantages, le bois, matériau naturel, est limité au niveau de sa section et de sa longueur. Il faut donc l'usiner et l'assembler pour dépasser ces limitations.

Il a fallu dans un premier temps aller à la recherche des modèles mathématiques qui permettent d'analyser le comportement de poutres composées de plusieurs lames. Ces modèles et principalement celui détaillé dans l'annexe B de l'Eurocode 5 ont permis de construire des feuilles de calculs dans le but d'automatiser les vérifications et les dimensionnements [Annexe F]. Cette première analyse a révélé l'importance du paramètre K_{ser} , le module de glissement.

Ce dernier paramètre occupe une place centrale dans cette étude. En effet, il existe des expressions normalisées dans l'Eurocode pour la majorité des connecteurs mais aucune expression n'existe pour des connecteurs surfaciques. Ce paramètre est donc un élément qui amène de nombreuses difficultés dans cette étude puisque la valeur de K_{ser} nécessaire dans l'analyse théorique se trouve de façon expérimentale. Malgré un suivi rigoureux de la norme EN408 pour déterminer cette valeur, la prise des résultats est très sensible et la valeur finale de K_{ser} peut varier fortement. De plus, il n'est pas expliqué la raison du choix de la plage de valeurs considérée.

Dans la continuité de cette étude théorique, et en prévision de l'étude expérimentale, a été construit un modèle numérique dont les résultats correspondaient avec ceux trouvés en utilisant l'annexe B de l'EC5. Une fois la valeur du module de glissement k_{ser} déterminée, il a été possible d'estimer la déformation d'une poutre composée de trois lames sans devoir entamer de tests expérimentaux supplémentaires.

Enfin pour répondre à la problématique énoncée au départ de ce travail, l'étude expérimentale des poutres a montré que les poutres testées subissaient de grandes déformations. En effet, les déformations mesurées étaient de l'ordre de trois fois supérieures aux déformations mesurées sur une poutre en bois massif analogue. Les connecteurs bifaces utilisés dans ce travail ne sont donc pas capable d'assembler des poutres afin qu'elles concurrencent, dans certains cas, les poutres en lamellé collé.

"If had first you do succeed, try something harder"¹. Ce travail est le premier pas d'une étude au potentiel plus important et qui ne demande qu'à être alimentée. Une grand déformation avant la rupture pourrait être un aspect positif dans certains cas comme par exemple le comportement d'une colonne (qui se déformerait moins qu'une poutre en sollicitation classique) lors d'un séisme. La modélisation numérique, les feuilles de calculs, la presse construite par les élèves de l'école de Ciney et les pistes de réflexion sont autant de moyens qui, je l'espère, pourraient permettre au(x) suivant(es-s) de créer une poutre caractéristique sans colle qui répond aux exigences du monde la construction.

Annexe

1. Citation de Ann Landers, chroniqueuse de conseil américaine

Contrainte tangentielle longitudinale

Dans cette annexe, nous allons établir l'équation de l'évolution des contraintes tangentielles qui se développent au droit d'une section d'une poutre rectangulaire.

Pour une poutre prismatique de section quelconque soumise à la flexion simple, l'effort rasant agissant sur une section horizontale de longueur dx à une distance y de l'axe neutre horizontal de flexion est donné par l'expression [67].

$$dR(y) = \frac{TS(y)dx}{I_y} \quad (\text{A.1})$$

Dans laquelle

T est l'effort tranchant

$S(y)$ est le moment statique

Si l'on désigne par τ_{xy} la contrainte rasante, on peut exprimer l'effort rasant en fonction de la contrainte rasante et la surface sur laquelle elle s'applique.

$$dR(y) = \tau_{yx}bdx \quad (\text{A.2})$$

Dans laquelle

b est la largeur de la poutre

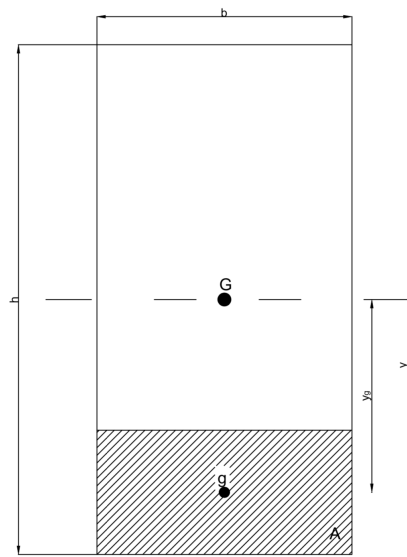


FIGURE A.1 – Définitions du moment statique $S(y)$

Par définition le moment statique $S(y)$ est le produit de la surface considérée par la distance qui sépare son centre de gravité de l'axe de référence. En suivant les notations de la [Figure A.1],

$$S(y) = Ay_g \quad (\text{A.3})$$

Dans laquelle

A est la surface considérées et vaut

$$A = b \left(\frac{h}{2} - y \right) \quad (\text{A.4})$$

y_g est la distance qui sépare son centre de gravité de l'axe de référencent vaut

$$y_g = y + \frac{h/2 - y}{2} = \frac{y + h/2}{2} \quad (\text{A.5})$$

En substituant les expressions de A et y_g dans l'expression (A.3), on trouve pour le moment statique

$$S(y) = b \left(\frac{h}{2} - y \right) \frac{y + h/2}{2} \quad (\text{A.6})$$

En multipliant et en mettant en évidence les termes adéquats, on obtient

$$S(y) = \frac{b}{8} \left(\frac{h^2}{4} - 4y^2 \right) \quad (\text{A.7})$$

Enfin en isolant y^2 , on obtient comme expression finale pour la moment statique

$$S(y) = \frac{b}{2} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad (\text{A.8})$$

En égalant les équations (A.1) et (A.2), on a

$$\tau_{yx} b dx = \frac{TS(y) dx}{I_y} \quad (\text{A.9})$$

En réarrangeant l'équation (A.9) en simplifiant par dx et en isolant τ_{yx} , on trouve alors l'expression de la contrainte rasante

$$\tau_{xy} = \frac{TS(y)}{bI_y} \quad (\text{A.10})$$

En remplaçant cette dernière valeur dans l'expression (A.10) et en prenant $I_y = \frac{bh^3}{12}$ pour une section rectangulaire, on a

$$\tau_{xy} = \frac{6T \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right)}{bh^3} \quad (\text{A.11})$$

En scindant la soustraction et en divisant le numérateur et dénominateur par h^2 , on a alors l'expression finale de la contrainte tangentielle longitudinale

$$\tau_{xy} = \frac{3T}{2S} \left(1 - \frac{4y^2}{h^2} \right) \quad (\text{A.12})$$

Série de Fourier

B.1 | Rappel théorique

La transformée de Fourier a pour objectif d'écrire une fonction $f(x)$ en une somme de sinus et de cosinus. De par la périodicité de ceux-ci, la fonction étudiée est supposée, elle aussi, périodique.

$$f(x + T) = f(x) \quad (\text{B.1})$$

Dans laquelle T est la période de la fonction.

La série de Fourier associée à cette fonction possède la forme :

$$SF(f)(x) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} (\cos(k\omega x) \cdot a_k + \sin(k\omega x) \cdot b_k) \quad (\text{B.2})$$

Dans laquelle ω est la pulsation de la fonction et faut $\omega = \frac{2\pi}{T}$.

Il reste alors à déterminer les différents coefficients de l'expression (B.2). Ceux-ci sont indépendants de x et possèdent les expressions suivantes :

Pour a_0

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt \quad (\text{B.3})$$

Pour a_k

$$a_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cdot \cos(k\omega t) dt \quad (\text{B.4})$$

Pour b_k

$$b_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cdot \sin(k\omega t) dt \quad (\text{B.5})$$

B.2 | Transformation pour un chargement réparti

Le chargement étudié de cette partie est calculé en série de sinus dans le but de se rapprocher du chargement type exprimé dans l'équation (4.42). Indirectement, on suppose donc que la fonction $q(x)$ illustrée sur la figure ci-dessous est impair.

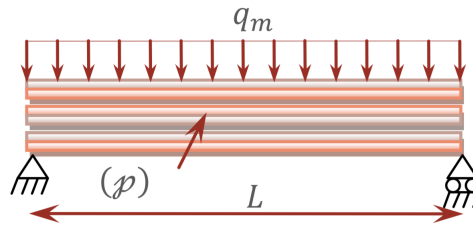


FIGURE B.1 – Type de chargement pour la transformée de Fourier [46]

En prenant $T = 2L$, l'étude du chargement peut être étudié sur une demi-période, ce qui nous amène à calculer le coefficient de Fourier b_k comme suit

$$b_k = \frac{4}{T} \int_0^{T/2} f(x) \cdot \sin(k\omega x) dx \quad (\text{B.6})$$

En appliquant ce coefficient à la situation de chargement illustrée à la [Figure B.1], on a

$$b_k = \frac{2}{L} \int_0^L q(x) \cdot \sin(k\omega x) dx \quad (\text{B.7})$$

L'amplitude de q est prise comme une constante lors de l'intégration, on a alors

$$b_k = \frac{2}{L} q_m \int_0^L \sin(k\omega x) dx = \frac{2}{L} q_m \left[\frac{-\cos(k\omega x)}{k\omega} \right]_0^L \quad (\text{B.8})$$

En continuant le développement en y insérant les bornes d'intégration pour ensuite remplacer ω par son expression, on obtient :

$$b_k = \frac{2}{L} q_m \frac{\cos(k\omega \cdot 0) - \cos(k\omega \cdot L)}{k\omega} = \frac{2}{k\pi} q_m \left(1 - \cos\left(k\frac{\pi}{L}\right) \right) \quad (\text{B.9})$$

La série de Fourier pour ce chargement devient alors

$$SF(q)(x) = \frac{2}{\pi} q_m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{\sin\left(k\frac{\pi}{L}x\right)}{k} (1 - (-1)^k) \quad (\text{B.10})$$

Pour les éléments de la somme où la valeur de k est un nombre impair, le terme est nul. Seuls les termes impairs vont donc apparaître dans la série de Fourier. On

obtient finalement, pour l'expression du chargement

$$SF(q)(x) = \frac{4}{\pi} q_m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{\sin\left((2k-1)\frac{\pi}{L}x\right)}{2k-1} \quad (\text{B.11})$$

En utilisant les relations usuelles pour déterminer l'effort tranchant, le moment fléchissant et la déformée d'une poutre chargée uniformément et supportée sur deux appuis, il est possible de déterminer les séries de Fourier correspondantes. Celle qui nous intéresse dans ce travail est l'expression de la déformée suivante :

$$SF(w)(x) = -\frac{4L^4}{\pi^5} q_m \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{EI} \frac{\sin\left((2k-1)\frac{\pi}{L}x\right)}{(2k-1)^5} \quad (\text{B.12})$$

Charges requises pour les essais de flexion 4 points

L'essai des poutres en flexion 4 points permet de reproduire au mieux le comportement d'une poutre sous charge répartie uniforme. Lors de ces essais, on applique deux charges ponctuelles situées en $\frac{L}{3}$ et $\frac{2L}{3}$, appelons les P_1 et P_2 .

Ces essais ont pour but ultime d'amener les poutres à rupture, il faut donc calculer la valeur de P_{max} , la force nécessaire pour atteindre la rupture de la poutre. En connaissant cette valeur, il sera alors possible de savoir la force qui doit être développée par le vérin du plancher d'essais.

Nos poutres, assemblées mécaniquement, auront un comportement et une résistance situés entre deux extrêmes : celui d'une poutre en BLC (ou massif) et celui d'une poutre constituée de lames simplement empilées. Pour se placer du côté de la sécurité, nous prendrons le type de poutre le plus résistant, à savoir le BLC.

On égalera alors le moment maximum M_{max} dû aux charges appliquées au moment résistant M_{res} . Le premier est défini comme

$$M_{max} = \frac{PL}{3} \quad (C.1)$$

Tandis que le second est défini comme

$$M_{res} = W_y \cdot f_{m,k} \quad (C.2)$$

Dans lesquelles,

W_y est le module d'inertie de la poutre et vaut $\frac{bh^2}{6}$

$f_{m,k}$ est la valeur caractéristique à la flexion

En égalant ces deux expressions, on obtient alors :

$$\frac{P_{max}L}{3} = \frac{f_{m,k} \cdot bh^2}{6} \quad (C.3)$$

Expression que l'on peut également écrire comme

$$P_{max} = \frac{f_{m,k} \cdot bh^2}{2L} = \frac{f_{m,k} \cdot bh}{2} \left(\frac{h}{L} \right) \quad (C.4)$$

Or ce dernier rapport $\left(\frac{h}{L} \right)$ est donné dans la norme EN408 et vaut $\frac{1}{18}$. En injectant cette valeur et en réarrangeant les termes, on obtient finalement :

$$P_{max} = \frac{f_{m,k} \cdot bh}{36} \quad (C.5)$$

Suivant la réflexion menée par Mr. Michel Monhonval lors d'une recherche antérieure, il est intéressant d'apporter une sorte de correction quant à la valeur caractéristique de la résistance en flexion. En effet, celle-ci est reprise dans la norme NBN EN338 :2016 et est donnée à 5% d'exclusion avec un niveau de confiance de 75%. La valeur qui en découle est tout à fait justifiable lors d'un dimensionnement de structure mais risque d'être trop faible pour le dimensionnement des éléments constitutifs du banc d'essais.

En se rapprochant de la norme EN1458 :2016 dans laquelle sont donnés les renseignements permettant de lier les valeurs caractéristiques et les valeurs moyennes d'une distribution normale. On pourra alors trouver une valeur moyenne pour laquelle le dimensionnement du banc d'essai sera dimensionné correctement pour un plus grand nombre d'éprouvettes.

Dans le cas d'une distribution normale, la formule initiale donnant la valeur caractéristique d'une propriété de résistance à partir de la valeur moyenne de se propriété prend la forme de :

$$m_{mean} = \bar{y} - k_s(n) \cdot S_y \quad (C.6)$$

Dans laquelle

- m_{mean} est la valeur caractéristique
- \bar{y} est la valeur moyenne
- n est le nombre d'échantillons
- S_y est l'écart type

À l'inverse, on peut exprimer la moyenne suivant l'expression :

$$\bar{y} = m_{mean} + k_s(n) \cdot S_y \quad (\text{C.7})$$

Pour relier l'écart-type d'une distribution à la valeur moyenne de celle-ci, on utilisera le coefficient de variation noté C_v . Celui-ci est défini comme étant le rapport de ces deux valeurs>

$$C_v = \frac{S_y}{\bar{y}} \longrightarrow S_y = C_v \cdot \bar{y} \quad (\text{C.8})$$

En remplaçant l'expression (C.8) dans l'expression (C.7), on obtient alors :

$$\bar{y} = m_{mean} + k_s(n) \cdot C_v \cdot \bar{y} \quad (\text{C.9})$$

Qui après une mise en évidence et un ré arrangement des termes donne l'expression qui permet de trouver la valeur moyenne d'une distribution à partir de la valeur caractéristique de cette distribution, à savoir :

$$\bar{y} = m_{mean} \frac{1}{1 - k_s(n) \cdot C_v} \quad (\text{C.10})$$

En prenant comme hypothèse que les valeurs caractéristiques données dans la norme NBN EN338 :2016 résultent d'un grand nombre d'essais, on peut considérer que le nombre d'échantillon égale l' ∞ , on a alors suivant le tableau 1 se trouvant dans cette même norme : $k_s(\infty) = 1,64$.

En considérant pour C_v une valeur conservatrice de 30%, on obtient un coefficient final liant valeur moyenne et valeur caractéristique tel que :

$$\bar{y} = 1,97 m_{mean} \quad (\text{C.11})$$

Enfin, en revenant à nos notations de valeur de résistance à la flexion, on notera $f_{m,p}$ comme la valeur probable de la résistance à la flexion axiale. On obtient alors, suivant l'expression (C.5) que la charge maximale de rupture vaut

$$P_{max} = \frac{f_{m,p} \cdot bh}{36} \quad (\text{C.12})$$

Le vérin sera donc dimensionné pour pouvoir développer un effort minimum égal à deux fois la valeur trouvée via l'expression (C.5).

Comparaison modèle numérique

Une note avec quelques détails a lieu d'être pour cette comparaison moins évidente. Cette seconde comparaison a pour but de comparer les contraintes rasantes de la poutre monolithique avec l'effort axial présent dans les barres représentant les bifaces. Les bifaces se placent entre les lames de bois, tout comme la colle dans le cas de poutre en lamellé collé. C'est entre les lames que naissent les contraintes rasantes et ces dernières sont évidemment inexistantes dans le cas de notre modélisation de la poutre assemblée par bifaces.

Pour se faire on calcule la valeur de la contrainte tangentielle longitudinale via l'équation (A.12). Celle-ci est exprimée en $[kN/mm^2]$, or pour pouvoir effectuer la comparaison avec l'effort axial, il nous faut une valeur en [kN]. Pour cela, on multiplie cette expression par la largeur de la poutre b et la distance entre deux bifaces e (valant 30cm dans la modélisation). On obtient alors

$$\tau_{xy} = \frac{3 T}{2 S} \left(1 - \frac{4y^2}{h^2} \right) \times b \times e \quad (D.1)$$

Il faut donc dans un premier temps extraire l'effort tranchant T du modèle numérique, on a pour une charge linéaire de 1 [kN/m]. La [Figure D.1] illustre les résultats obtenus.

Notons que pour effectuer la comparaison, on prendra la moyenne entre les valeurs d'effort tranchant que l'on retrouve à gauche et à droite de chaque biface. Ensuite on relève l'effort axial qui naît dans les barres qui représentent les bifaces, obtient les résultats illustrés sur la [Figure D.2].

On peut alors dresser un tableau comparatif via Excel pour automatiser le calcul et permettre de voir si les différences observées ne dépassent pas les 10% espérés.

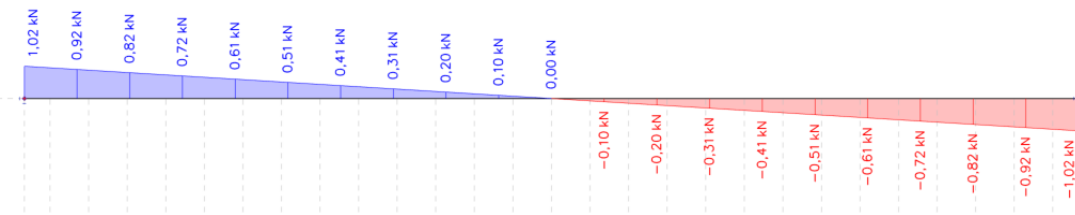


FIGURE D.1 – Effort tranchant T dans la poutre monolithique

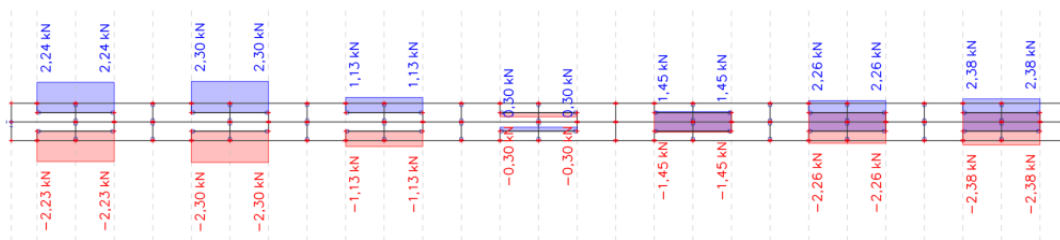


FIGURE D.2 – Effort axial dans les bifaces

On obtient alors le tableau récapitulatif suivant.

	Biface (depuis coin gauche)	Longueur entre 2 bifaces	Effort de compression	Effort tranchant(gauche)	Effort tranchant (droite)	Effort tranchant moyen	"Effort" rasant	Difference		Validation
								[l]	[mm]	
P A R T S U P	1	300	224	97,025	82,1	89,5625	331,71	107,71	48,09%	X
	2	300	230	67,175	52,25	59,7125	221,16	8,84	3,84%	ok
	3	300	113	37,325	22,4	29,8625	110,60	2,40	2,12%	ok
	4	300	0	7,475	-7,45	0,0125	0,05	0,05	/	ok
	5	300	-115	-22,375	-37,3	-29,8375	-110,51	4,49	3,90%	ok
	6	300	-226	-52,225	-67,15	-59,6875	-221,06	4,94	2,18%	ok
	7	300	-238	-82,075	-97	-89,5375	-331,62	93,62	39,34%	X
P A R T I N F	1	300	223	97,025	82,1	89,5625	331,71	108,71	48,75%	X
	2	300	230	67,175	52,25	59,7125	221,16	8,84	3,84%	ok
	3	300	113	37,325	22,4	29,8625	110,60	2,40	2,12%	ok
	4	300	0	7,475	-7,45	0,0125	0,05	0,05	/	ok
	5	300	-115	-22,375	-37,3	-29,8375	-110,51	4,49	3,90%	ok
	6	300	-226	-52,225	-67,15	-59,6875	-221,06	4,94	2,18%	ok
	7	300	-238	-82,075	-97	-89,5375	-331,62	93,62	39,34%	X

FIGURE D.3 – Tableau récapitulatif - comparaison effort axial et contrainte rasante

Valeur de la flèche avec K_{ser} variable

Critères de dimensionnement à l'ELU		OK
Contrainte de flexion maximum :	0,26	< 1
Contrainte de cisaillement maximum :	0,16	< 1

Critère de dimensionnement à l'ELS		OK
Choix du critère de déformation :	L/ 350	
Déformation maximale [mm]	4,31	< 5,86

Paramètres	Symbole	Unités	Profil 1	Profil 2	Profil 3	
Module d'élasticité long. Moyen du profil	E	Mpa	11600	11600	11600	
Largeur section	b	mm	70	70	70	
Hauteur section	h	mm	36	36	36	
Moment d'inertie du profil	I	mm ⁴	272160	272160	272160	
Section du profil	A	mm ²	2520	2520	2520	
Distance entre axe d'inertie (tot) et axe de gravité (i)	a	mm	36	0	36	
Coefficient de glissement du profil	γ	/	0,57875982	1	0,57875982	
Longueur efficace	l	mm	2050	2050	2050	
Module de glissement de la connexion	k	N/mm ²	94,3233333	94,3233333	94,3233333	
Raideur de l'assembleur	K	N/mm	28297	28297	28297	
Espacement entre 2 connecteurs	s_j	mm	300	300	300	
Nombre d'espacement	n	/				
Portée poutre	L	mm	2050	2050	2050	
Résistance caractéristique en flexion	$f_{m,k}$	Mpa	24			
Résistance caractéristique en cisaillement	$f_{v,k}$	Mpa	2,7			
Rigidité Efficace	(EI)_eff	Nmm²	5,33E+10			
Charges uniforme	qd	daN/m	100			
Moment maximal	M_d	m*daN	52,53125			
Contraintes normale	σ_d	Mpa	2,38	0,00	2,38	
Contraintes normale	σ_m	Mpa	2,06	2,06	2,06	
Contrainte de flexion maximum	σ	Mpa	4,44	2,06	4,44	< 17,28
Effort tranchant max	V_d	daN	102,5			
	h	mm	108			
Contrainte de cisaillement maximum	$\tau_{d2,max}$	Mpa	/	0,31	/	< 1,944

FIGURE E.1 – Flèche suivant annexe B en modifiant la valeur de K_{ser}

Outils de calcul et de dimensionnement

La première partie de cet outil de dimensionnement est dédiée au choix du bois utilisé ainsi qu'à un certain nombre de coefficients de calcul. En choisissant une classe de résistance (ici C24), les caractéristiques mécaniques de l'élément sont adaptées automatiquement.

Choix de la nature du bois utilisé & Coefficients de calculs			
	C24		Classe de Résistance du Bois
f_{mk} =	24,00	N/mm^2	Valeur caractéristique de la résistance à la flexion
f_{tk} =	14,50	N/mm^2	Valeur caractéristique de la résistance en traction dans le sens du fil
$f_{t,⊥,k}$ =	0,40	N/mm^2	Valeur caractéristique de la résistance en traction perpendiculaire au fil
f_{ck} =	21,00	N/mm^2	Valeur caractéristique de la résistance en compression dans le sens du fil
$f_{c,⊥,k}$ =	2,50	N/mm^2	Valeur caractéristique de la résistance en compression perpendiculaire au fil
f_{vk} =	4,00	N/mm^2	Valeur caractéristique de la résistance au cisaillement
			Rigidité (kN/mm²)
$E_{0,05}$ =	7,40	kN/mm^2	Module d'élasticité axial au fractile 5%
$E_{B,moy}$ =	11,00	kN/mm^2	Module moyen d'élasticité axial
$E_{⊥,moy}$ =	0,37	kN/mm^2	Module moyen d'élasticité transversal
G_{moy} =	0,69	kN/mm^2	Module moyen de cisaillement
			Masse volumique (kg/m³)
ρ_k =	350,00	kg/m^3	Masse volumique caractéristique
ρ_{moy} =	420,00	kg/m^3	Masse volumique moyenne
	1		Classe de service, correspond à : Ouvrage protégé des intempéries
γ_M =	1,30	/	Coefficient de sécurité sur la résistance.
k_{mod} =	0,60	<i>Perm</i>	Coeff. de modification de la résistance
	0,70	<i>LT</i>	(Effet combiné de l'hygroscopie et de la durée de charge)
	0,8	<i>MT</i>	
	0,90	<i>CT</i>	
	1,10	<i>Inst</i>	
k_{def} =	0,60	/	Coefficient de modification de la déformation
			(Effet combiné de l'hygroscopie et de la durée de charge)

FIGURE F.1 – Choix de la nature du bois utilisé

La seconde partie est consacrée à la géométrie des profilés. L'utilisateur a droit à un choix catalogue du profilés standards. En plus de cela, il entre également l'inter-distance entre solives (puisque les charges sont encodées de manière surfacique dans la sixième partie). Ensuite toutes les variables géométriques sont calculées telles que l'aire, l'inertie, le module de flexion, ect..

Choix des profils des lames qui constituent la poutre & Coefficients de calcul			
$L =$	220	cm	Choix de la section
$@ =$	100	cm	Longueur de l'élément
$h =$	36	mm	Intedistance entre solives
$b =$	70	mm	Hauteur d'une lame
			Largeur d'une lame
$I_y =$	734,83	cm^4	Inertie selon axe Y
$I_z =$	308,70	cm^4	Inertie selon axe Z
$W_y =$	136,08	cm^3	Module de flexion selon axe Y
$W_z =$	88,20	cm^3	Module de flexion selon axe Z
$A =$	75,60	cm^2	Aire de la section
$I_r =$	725,32	cm^4	Inertie de torsion (CLT)
$i_y =$	3,12	cm	Rayon de giration selon axe Y
$i_z =$	2,02	cm	Rayon de giration selon axe Z
$k_y =$	1,00	/	Coefficient de hauteur : modification de la résistance en flexion ou traction selon axe Y
$k_{sys} =$	1,00	/	Coefficient d'effet système
$k_m =$	1,0	/	Coefficient de combinaison des résistances en flexion biaxiale pour une section rectangulaire
$k_y =$	1,5	/	Coefficient de forme de la section pour la résistance à l'effort tranchant
$k_{cz} =$	0,67	/	Coefficient de la largeur efficace de reprise de l'effort tranchant
$k_v =$	1,00	/	Coefficient d'entaillage

Coefficient Module de torsion section rectangulaire massive	
h/b	alpha
1,00	0,1406
1,5	0,1958
2	0,2287
3	0,2633
4	0,282
5	0,2914
10	0,3123
1000	0,333

FIGURE F.2 – Géométrie des profilés

La troisième partie est consacrée aux connecteurs. L'utilisateur rentre leurs caractéristiques géométriques et mécaniques.

Choix de la nature des connecteurs			
$Lg_Bif =$	150	mm	Choix du type de biface
$Larg_Bif =$		mm	Longueur du biface choisi
			Largeur du biface choisi
$Nb_bf_min =$	2	/	Nombre minimum de bifaces
$Nb_bf_max =$	14	/	Nombre maximum de bifaces
$K_{ser} =$	72000	N/mm	Raideur de l'assembleur - À l'ELS
$K_u =$	48000	N/mm	Raideur de l'assembleur - À l'ELU
	11007,00	N	Résistance caractéristique cisaillement :
	11514,00	N	Capacité d'ancrage caractéristique :

FIGURE F.3 – Caractéristiques géométriques et mécaniques des connecteurs

La quatrième partie est dédiée aux informations qui permettront la vérification au déversement, l'utilisateur rentre donc principalement si oui ou non l'élément est maintenu au déversement.

Vérification pour le déversement		
k_{eff} =	<input type="text" value="1.0"/>	Coefficient de longueur efficace si appuis limités en torsion Poutre sur appuis simples et moment constant
	<input type="text" value="Fibre comprimée"/>	Fibre sur laquelle est appliquée le chargement
	<input type="text" value="non"/>	Déplacement latéral de la face comprimée évité sur toute la longueur + rotation bloquée aux appuis
	<input type="text" value="0"/>	Points fixes intermédiaires : dispositifs anti-déversement
L_{eff} =	<input type="text" value="242"/>	cm Longueur efficace de déversement
σ_{crit} =	<input type="text" value="83.42"/>	N/mm ² Contrainte critique de déversement
$\lambda_{rel,m}$ =	<input type="text" value="0.54"/>	Elancement relatif de flexion
k_{crit} =	<input type="text" value="1.00"/>	Coefficient d'instabilité provenant du déversement

FIGURE F.4 – Vérification au déversement

La cinquième partie est dédiée au choix de la catégorie de bâtiment. Ce choix adaptera les valeurs des coefficient ψ_i pour le calcul des combinaisons de charges.

Catégorie de bâtiment		
q_p =	<input type="text" value="A"/>	Habitation, zones résidentielles
ψ_0 =	<input type="text" value="0,7"/>	
ψ_1 =	<input type="text" value="0,5"/>	
ψ_2 =	<input type="text" value="0,3"/>	
	<input type="text" value="Oui"/>	Présence simultanée de neige et de vent

Catégorie	Description
A	Habitation, zones résidentielles
B	Bureaux
C	Lieux de réunion
D	Commerces
E	Stockage
F	Zone de trafic, véhicules poids ≤ 30 kN
G	IDEM F, poids entre 30 et 160 kN
H	Toits

FIGURE F.5 – Choix de la catégorie de bâtiment

Enfin la sixième partie est dédiée aux charges. L'utilisateur peut rentrer les charges réparties au ponctuelles (se trouvant à une certaine distance de l'appui), celles-ci sont surfaciques.

Charges réparties surfaciques		
Perm	q_p = <input type="text" value="0,03"/>	kN/m Charges Permanentes - Plus de 10 ans - Poids propre Poutre
variable	q_{p1} = <input type="text" value="0,00"/>	kN/m ² Charges Permanentes - Plus de 10 ans (Premier œuvre)
	q_{p2} = <input type="text" value="1,00"/>	kN/m ² Charges Permanentes - Second œuvre (Objet dont on veut limiter la déformation + charge permanente ultérieure)
	q_{LT} = <input type="text" value="0,00"/>	kN/m ² Charges Long Terme - 6 mois à 10 ans - Stockage
	q_{MT} = <input type="text" value="1,00"/>	kN/m ² Charges Moyen Terme - 1 semaine à 6 mois - Charges d'Exploitation
	$q_{CT,N}$ = <input type="text" value="0,00"/>	kN/m ² Charges Court Terme - Moins d'1 Semaine - Neige
	$q_{CT,vb}$ = <input type="text" value="0,00"/>	kN/m ² Charges Instantanées - Moins d'1 Semaine - Vent (Vers le Bas)
	$q_{CT,vh}$ = <input type="text" value="0,00"/>	kN/m ² Charges Instantanées - Moins d'1 Semaine - Vent (Vers le Haut) (pas de vérification de l'équilibre statique)

Charges ponctuelles		
Perm	P_p = <input type="text" value="0,00"/>	kN Charges Permanentes - Plus de 10 ans (Premier œuvre)
variable	P_{LT} = <input type="text" value="0,00"/>	kN Charges Long Terme - 6 mois à 10 ans - Stockage
	P_{MT} = <input type="text" value="0,00"/>	kN Charges Moyen Terme - 1 semaine à 6 mois - Charges d'Exploitation
	$P_{CT,N}$ = <input type="text" value="0,00"/>	kN Charges Court Terme - Moins d'1 Semaine - Neige
	$P_{CT,vb}$ = <input type="text" value="0,00"/>	kN Charges Court Terme - Moins d'1 Semaine - Vent (Vers le Bas)
	$P_{CT,vh}$ = <input type="text" value="0,00"/>	kN Charges Court Terme - Moins d'1 Semaine - Vent (Vers le Haut)

a =	<input type="text" value="100"/>	cm Distance de la charge par rapport à l'appui 1
b =	<input type="text" value="120"/>	cm Distance de la charge par rapport à l'appui 2

FIGURE F.6 – Choix des charges appliquées

Une fois toutes ses données rentrées dans l’outil de dimensionnement, celui-ci effectue toutes les combinaisons ELU (ou ELS) possibles en prenant en compte les bons coefficients. afin de relever la combinaison dimensionnante pour le critère en question (ELU, ELS CT, ELS LT,...). L’outil prend en compte le k_{mod} , en effet, il prend la combinaison la plus grande lorsque le k_{mod} est appliqué. Prenons en exemple la figure ci-dessous pour le calcul du moment fléchissant.

Notons que ce même genre de tableau est créée aussi pour l’effort tranchant, pour la flèche instantanée, pour la flèche finale et pour la flèche pour le confort visuel (=sous combinaisons fréquentes).

Moment Fléchissant		G	LT	MT	CT,N	CT,Vb	CT,Vh	ELU1	ELU2	ELU3	ELU4	ELU5	ELU6	ELU7	ELU8	ELU9	ELU10	ELU11		
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1	11,00	0,06	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,17	0,08	0,08	0,06	0,14	0,17	0,17	0,14	0,14	0,14	
2	22,00	0,12	0,00	0,11	0,00	0,00	0,00	0,16	0,16	0,32	0,16	0,16	0,12	0,27	0,32	0,32	0,27	0,27	0,27	
3	33,00	0,16	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,22	0,22	0,45	0,22	0,22	0,16	0,38	0,46	0,45	0,38	0,38	0,38	
4	44,00	0,21	0,00	0,19	0,00	0,00	0,00	0,28	0,28	0,57	0,28	0,28	0,21	0,48	0,57	0,57	0,48	0,48	0,48	
5	55,00	0,24	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	0,33	0,33	0,67	0,33	0,33	0,24	0,56	0,67	0,67	0,56	0,56	0,56	
6	66,00	0,27	0,00	0,25	0,00	0,00	0,00	0,36	0,36	0,75	0,36	0,36	0,27	0,63	0,75	0,75	0,63	0,63	0,63	
7	77,00	0,29	0,00	0,28	0,00	0,00	0,00	0,40	0,40	0,81	0,40	0,40	0,29	0,68	0,82	0,81	0,68	0,68	0,68	
8	88,00	0,31	0,00	0,29	0,00	0,00	0,00	0,42	0,42	0,85	0,42	0,42	0,31	0,72	0,86	0,85	0,72	0,72	0,72	
9	99,00	0,32	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,43	0,43	0,88	0,43	0,43	0,32	0,74	0,89	0,88	0,74	0,74	0,74	
10	110,00	0,32	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,43	0,43	0,89	0,43	0,43	0,32	0,75	0,90	0,89	0,75	0,75	0,75	
11	121,00	0,32	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,43	0,43	0,88	0,43	0,43	0,32	0,74	0,89	0,88	0,74	0,74	0,74	
12	132,00	0,31	0,00	0,29	0,00	0,00	0,00	0,42	0,42	0,85	0,42	0,42	0,31	0,72	0,86	0,85	0,72	0,72	0,72	
13	143,00	0,29	0,00	0,28	0,00	0,00	0,00	0,40	0,40	0,81	0,40	0,40	0,29	0,68	0,82	0,81	0,68	0,68	0,68	
14	154,00	0,27	0,00	0,25	0,00	0,00	0,00	0,36	0,36	0,75	0,36	0,36	0,27	0,63	0,75	0,75	0,63	0,63	0,63	
15	165,00	0,24	0,00	0,23	0,00	0,00	0,00	0,33	0,33	0,67	0,33	0,33	0,24	0,56	0,67	0,67	0,56	0,56	0,56	
16	176,00	0,21	0,00	0,19	0,00	0,00	0,00	0,28	0,28	0,57	0,28	0,28	0,21	0,48	0,57	0,57	0,48	0,48	0,48	
17	187,00	0,16	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,22	0,22	0,45	0,22	0,22	0,16	0,38	0,46	0,45	0,38	0,38	0,38	
18	198,00	0,12	0,00	0,11	0,00	0,00	0,00	0,16	0,16	0,32	0,16	0,16	0,12	0,27	0,32	0,32	0,27	0,27	0,27	
19	209,00	0,06	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,08	0,08	0,17	0,08	0,08	0,06	0,14	0,17	0,17	0,14	0,14	0,14	
20	220,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Valeur maximale [kNm]:		0,32	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,43	0,43	0,89	0,43	0,43	0,32	0,75	0,90	0,89	0,75	0,75	0,75	
								k_{mod}	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	1,10	0,90	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
								ELU/ k_{mod}	0,72	0,62	1,11	0,48	0,39	0,29	0,84	1,00	0,81	0,68	0,68	
								MAX	1,11											
								k_{mod} associé	0,80											

FIGURE F.7 – Tableau pour combinaison dimensionnante

L'utilisateur actionne alors différents boutons poussoirs afin de trouver pour chacun des critères le nombre de connecteurs nécessaires et l'espacement optimal entre ceux-ci. Sur la figure ci-dessous par exemple, il y a les deux vérifications ELU (flexion et tranchant) et la première vérification ELS (flèche instantanée). Notons qu'il y a trois boutons supplémentaires pour l'ELS : La flèche finale, la flèche active et enfin la flèche pour le confort visuel.

Recherche disposition bifaces pour une vérification à l'ELU - Flexion

$M_{s,ELU}$	0,89	kNm	Valeur de calcul du Moment ELU de la combinaison dimensionnante	Optimisation pour ELU - Flexion
$q_{s,ELU}$	1,47	kN/m	Charge répartie ELU équivalente	
$x_{Mo,ELU}$	0	cm	Section critique pour le Moment ELU	
$\sigma_{m,Y}$	14,31	N/mm ²	Contrainte de flexion due aux charges latérales selon axe Y	
k_{mod}	0,80	/	Coefficient modificateur à considérer pour le calcul de la résistance	
$f_{m,Y}$	14,77	N/mm ²	Résistance de calcul à la flexion selon axe Y	
k_{stab}	1,00	/	Coefficient d'instabilité provenant du déversement	
n	4	/	Nombre de bifaces nécessaires :	
e	683	mm	Espacement entre les bifaces	

Recherche disposition bifaces pour une vérification à l'ELU - Tranchant

$V_{s,ELU}$	1,61	kN	Valeur de calcul du Tranchant ELU	Optimisation pour ELU - Tranchant
$q_{s,ELU}$	1,47	kN/m	Charge répartie ELU équivalente	
$x_{MS,ELU}$	0	cm	Section critique pour l'effort tranchant ELU	
$\tau_{s,z}$	0,00	N/mm ²	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement selon axe Z	
k_{mod}	0,80	-	Coefficient modificateur à considérer pour le calcul de la résistance	
$f_{v,z}$	1,65	N/mm ²	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement	
n	0	/	Nombre de bifaces nécessaires :	
e	0	mm	Espacement entre les bifaces	

Recherche disposition bifaces pour une vérification à l'ELS

Poutre Porteuse Cat. A

Catégorie de poutre étudiée

1) Flèche instantanée due aux charges variables Cliquez sur chacun des boutons ci-dessous :

$w_{inst,0,lim}$	0,73	cm	Flèche instantanée limite	Flèche instantanée
L	300	/	Critère considéré	
EI_{eff}	4,29E+07	Nmm ²	EI_{eff} requis pour remplir le critère	
n	0	/	Nombre de bifaces nécessaires :	
e	0	mm	Espacement entre les bifaces	

FIGURE F.8 – Boutons poussoirs et critères de dimensionnement

Enfin, pour terminer cette note explicative, à chaque fois que l'utilisateur actionne l'un des boutons poussoirs, excel (via vba) construit le tableau ci-dessous suivant les formules de l'annexe B de l'EC5. Cela permet alors de trouver la configuration optimale pour les connecteurs qui vérifie les conditions imposées par le bouton poussoir en question.

Détails de calcul pour le dimensionnement à l'ELU												
Nbre biface	s	γ_1	γ_2	γ_3	a1	a2	a3	EI_{eff}	$F_{v,Ed}$	σ	$\tau_{2,max}$	
2	2050	0,38	1,00	0,38	36,00	0,00	36,00	3,65E+07	6870,20	16,76	6,03	
3	1025	0,55	1,00	0,55	36,00	0,00	36,00	4,88E+07	3717,03	14,97	5,39	
4	683	0,65	1,00	0,65	36,00	0,00	36,00	5,58E+07	2546,55	14,31	5,15	
5	512	0,71	1,00	0,71	36,00	0,00	36,00	6,02E+07	1936,24	13,96	5,03	
6	410	0,76	1,00	0,76	36,00	0,00	36,00	6,33E+07	1563,82	13,75	4,95	
7	341	0,79	1,00	0,79	36,00	0,00	36,00	6,57E+07	1308,25	13,60	4,90	
8	292	0,81	1,00	0,81	36,00	0,00	36,00	6,74E+07	1124,93	13,50	4,86	
9	256	0,83	1,00	0,83	36,00	0,00	36,00	6,88E+07	989,27	13,42	4,83	
10	227	0,85	1,00	0,85	36,00	0,00	36,00	7,00E+07	879,38	13,36	4,81	
11	205	0,86	1,00	0,86	36,00	0,00	36,00	7,09E+07	795,65	13,31	4,79	
12	186	0,87	1,00	0,87	36,00	0,00	36,00	7,17E+07	723,08	13,27	4,78	
13	170	0,88	1,00	0,88	36,00	0,00	36,00	7,24E+07	661,79	13,24	4,77	
14	157	0,89	1,00	0,89	36,00	0,00	36,00	7,29E+07	611,87	13,21	4,76	
15	203											
16	190											
17	178											
18	167											
19	158											
20	150											

FIGURE F.9 – Calcul de la configuration optimale via vba

Résultats détaillés des essais K_{ser}

Il est possible d'obtenir toutes les courbes sur un même graphique comme ci-dessous. Les tableaux détaillés sont dressés ci-après.

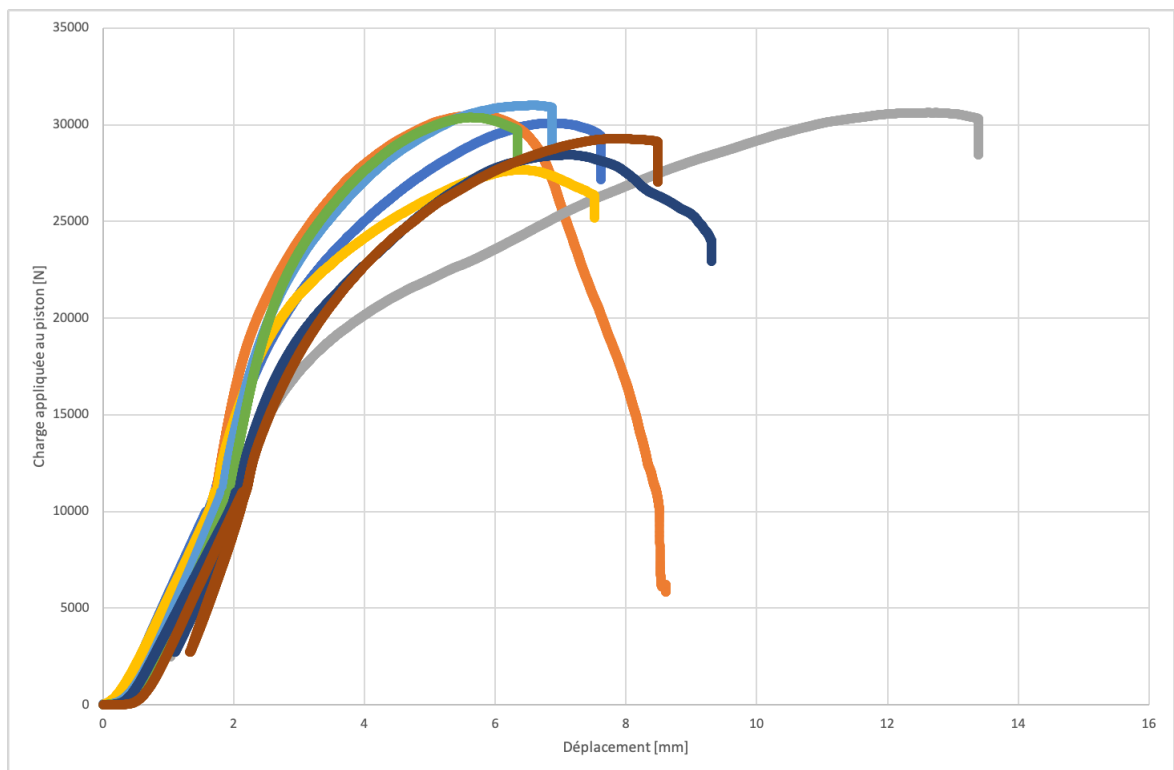


FIGURE G.1 – Graphique récapitulatif pour le premier type d'éprouvette

Échantillon	Module de glissement K_{ser} [N/mm]	K_{ser} moyen [N/mm]	K_{ser} Global [N/mm]	
<i>Échantillon de type 1</i>				
1.3	7209	7182	7360	
1.4	7644			
1.5	6203			
1.6	7217			
1.7	7832			
1.8	7544			
1.9	6523			
1.10	7280			
<i>Échantillon de type 2</i>				
2.1	5960	6762		
2.2	7012			
2.3	7666			
2.4	6227			
2.5	7284			
2.6	6423			
2.7	6782			
2.8	5882			
2.9	6505			
2.10	7878			
<i>Échantillon de type 3</i>				
3.1	8378	8098		
3.2	7975			
3.3	8294			
3.4	8528			
3.5	8557			
3.6	7433			
3.7	7477			
3.8	6865			
3.9	9138			
3.10	8337			

TABLE G.1 – Résultats des essais K_{ser} via les formules de la norme

Échantillon	Module de glissement K_{ser} [N/mm]	K_{ser} moyen [N/mm]	K_{ser} Global [N/mm]	
<i>Échantillon de type 1</i>				
1.3	7453	7303	7627	
1.4	7811			
1.5	6474			
1.6	7215			
1.7	7993			
1.8	7640			
1.9	6546			
1.10	7294			
<i>Échantillon de type 2</i>				
2.1	6251	6855		
2.2	6983			
2.3	7712			
2.4	6482			
2.5	7311			
2.6	6460			
2.7	7120			
2.8	5831			
2.9	6553			
2.10	7850			
<i>Échantillon de type 3</i>				
3.1	9161	8657		
3.2	8172			
3.3	8742			
3.4	8646			
3.5	9138			
3.6	7585			
3.7	8346			
3.8	7167			
3.9	9804			
3.10	9804			

TABLE G.2 – Résultats des essais K_{ser} via interpolation linéaire

Résultats des essais en flexion 4 points

Éprouvette	F_{max} [kN]	w_1 [mm]	w_2 [mm]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	E [MPa]
Poutre 1	15	4,45	19,54	1,5	6	3322
Poutre 2	12,8	2,7	16,8	1,28	5,1	3588
Poutre 3	13,2	2,5	14	1,3	5,3	4536
Poutre 4	13,2	2,6	16,5	1,3	5,3	3757
Poutre 5	16,2	3	18,3	1,6	6,5	4188
Poutre 6	13,4	2,5	15,9	1,3	5,4	3986

TABLE H.1 – Résultats du module de Young équivalent

Éprouvette	Via l'expression de la flèche		Via l'expression de la contrainte maximum			
	f_{max} [mm]	EI_{eq} [Nmm ²]	f_m [N/mm ²]	M_{max} [Nmm]	I_{eq} [mm ⁴]	EI_{eq} [Nmm ²]
Poutre 1	15	4,45	19,54	1,5	6	3322
Poutre 2	12,8	2,7	16,8	1,28	5,1	3588
Poutre 3	13,2	2,5	14	1,3	5,3	4536
Poutre 4	13,2	2,6	16,5	1,3	5,3	3757
Poutre 5	16,2	3	18,3	1,6	6,5	4188
Poutre 6	13,4	2,5	15,9	1,3	5,4	3986

TABLE H.2 – Comparaison des EI_{eq} suivant deux méthodes

Bibliographie

- [1] Kientzheim en Alsace. Les colombages. En ligne, <http://kientzheim.ouest-atlantis.com/colombages.html>. Consulté en octobre 2019.
- [2] Astuces pratiques. Bois homogène, bois hétérogène. En ligne, <https://www.astuces-pratiques.fr/bois/bois-homogene-bois-heterogene>. Mis à jour 2015, Consulté en octobre 2019.
- [3] Ateliers conférences sur le séchage du bois. Rappel sur les besoins énergétiques du séchage. En ligne, <http://www.cifq.com/documents/file/Documentation/Conf%C3%A9rences%20et%20pr%C3%A9sentations/SC3A9chage202015/01-besoins-energetiques-vs-caracteristiques-du-bois-yfortin.pdf>. Mis à jour en 2015, Consulté en novembre 2019.
- [4] Philippe Deshayes. Le secteur du bâtiment face aux enjeux du développement durable. En ligne, <https://www.cairn.info/revue-innovations-2012-1-page-219.htm>. Publié en 2012. Consulté en octobre 2019.
- [5] Hout Info Bois. État de la construction bois en Belgique 2017-2018. En ligne, https://houtinfo Bois.be/wp-content/uploads/2019/03/Enquete_HIB_2017-2018.pdf. Mis à jour en mai 2018, Consulté en Avril 2020.
- [6] André Legendre. Principes du calcul de l'élévation de température en effet de serre. En ligne, "https://vademecum.brandenberger.eu/pdf/klima/legendre_calcul_co2.pdf". Consulté en octobre 2019.

- [7] ScienceEtonnante. Faut-il croire au réchauffement climatique? Youtube, "<https://www.youtube.com/watch?v=R6eywXdssMw>. Publié en 2015. Consulté en octobre 2019.
- [8] IPCC. Summary for policymakers. in : Climate change 2013 : The physical science basis. En ligne, "https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2018/02/WG1AR5_SPM_FINAL.pdf. Publié en 2013. Consulté en octobre 2019.
- [9] Office Economique Wallon du BOIS. Panorabois - wallonie. Edition 2019. Consulté en septembre 2019.
- [10] Nathalie Mayer. Le taux de CO_2 dans l'atmosphère atteint un record jamais vu depuis 3 millions d'années! En ligne, <https://www.futura-sciences.com/planete/actualites/climatologie-record-jamais-vu-depuis-3-millions-annees-19695/>. Mis à jour en mai 2019, Consulté en novembre 2019.
- [11] Haut info Bois, <https://houtinfo Bois.be>. Mis à jour en 2019, Consulté en octobre 2019.
- [12] Environnement Wallonie. Forêts de chez nous. En ligne, http://environnement.wallonie.be/publi/education/foret_de_chez_nous.pdf. Publié en 2011. Consulté en octobre 2019.
- [13] Ecohabitation. Le match comparatif des trois grands types de structures. En ligne, <https://www.ecohabitation.com/guides/1012/pourquoi-la-structure-bois-lemporte-reellement-face-lacier-beton/>. Publié en 2017. Consulté en octobre 2019.
- [14] Athena Sustainable Materials Institute. Site officiel. En ligne, <http://www.athenasmi.org/our-software-data/impact-estimator/>. Mis à jour 2019. Consulté en octobre 2019.
- [15] CECOBOIS. L'avantage environnemental des systèmes de construction en bois. En ligne, https://cecobois.com/publications_documents/CECO-784_Fiche-avantage_enviro_WEB.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [16] Biblio-Bois. Généralités et réglementation du bâtiment. En ligne, <https://www.biblio-bois.info/>. Consulté en octobre 2019.

- [17] cbs cbt. La construction bois comme remède providentiel à la crise. En ligne, <http://www.cbs-cbt.com/multimedia/documents/13977412517094456q2082a7u.pdf>. Consulté en octobre 2019.
- [18] Les Cahiers Du Développement Durable. Que sont les matières premières, pourquoi et comment les utilisons-nous? En ligne, <http://les.cahiers-developpement-durable.be/vivre/les-matieres-premieres-definitions/>. Consulté en octobre 2019.
- [19] PEFC. Qu'est ce qu'une forêt bien gérée? En ligne, <https://www.pefc-france.org/123-foret/quest-ce-quune-foret-bien-geree/>. Consulté en octobre 2019.
- [20] Binderholz. Manuel de construction bois massif clt. En ligne, https://www.binderholz.com/fileadmin/user_upload/books/fr/manuel_de_construction_bois_massif_clt_bbs/files/assets/common/downloads/publication.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [21] Glulam. Manuel du bois lamellé. vol. En ligne, http://www.glulam.org/wp-content/uploads/GlulamHandbook_Volume1_Corr02.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [22] Château de Bonnermare. Le château de bonnemarre, un patrimoine vivant. En ligne, <http://www.bonnermare.com/un-patrimoine-vivant-2/>. Consulté en octobre 2019.
- [23] Lignum CH. Propriétés mécaniques du bois. En ligne, https://www.lignum.ch/files/_migrated/content_uploads/Propriétés_mécaniques_du_bois_01.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [24] Drevene Konstrukcije. Les caractéristiques du bois lamellé-collé. En ligne, <http://drvene-konstrukcije.hr/les-caracteristiques-du-bois-lamelle-colle/>. Consulté en octobre 2019.
- [25] Gramme Unité construction. Résistance au feu et conductivité thermique. En ligne, <http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/pmwiki.php?n=PrGC0910.LeBois>. Mis à jour 2005, Consulté en octobre 2019.
- [26] Cecobois. Guide technique sur la conception de poutres et colonnes en gros bois. En ligne, https://cecobois.com/publications_documents/

- CECO-5600_Guide_Poutres_Colonne_2015_WEB.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [27] WOODPRODUCT.fi. Les propriétés hygrosopiques du bois. En ligne, <https://www.woodproducts.fi/fr/content/les-proprietes-hygrosopiques-du-bois>. Consulté en octobre 2019.
- [28] L. Benabou. propriétés du bois. En ligne, http://mecaweb.free.fr/?Le_Materiau_Bois:Proprietes_du_Bois. Mis à jour 2014, Consulté en octobre 2019.
- [29] AC Grenoble. Étude de la norme béton nf en 206-1. En ligne, <http://www.ac-grenoble.fr/lycee/roger.deschaux/documents/Cours/Formulaires/Cisaillement/Etude.pdf>. Consulté en octobre 2019.
- [30] Pierre Latteur. Mécaniques des structures - notes de cours. En ligne. Mis à jour en 2017, Consulté en octobre 2019.
- [31] James-A. Goulet. Contraintes de flexion dans les poutres. En ligne, https://www.polymtl.ca/cgm/jagoulet/Site/Teaching_material/CIV1150/CIV1150_6a_Contraintes_flexion.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [32] NTNU. Timber structure 2, exercice 4. En ligne, . Consulté en octobre 2019.
- [33] Sélection Vosges. Classe c24 - singularité des structures. En ligne, <http://www.selection-vosges.com/fr/classe-c24.html>. Consulté en octobre 2019.
- [34] ACERBOIS. certification acerbois-glulam. En ligne, <http://www.acerbois.org/fr/acerbois-glulam/>. Consulté en novembre 2019.
- [35] MoineautInstrumentys Spécialiste de la mesure. Humidité bois / matériaux. En ligne, <https://moineau-instruments.com/content/21-humidite-bois-materiaux>. Consulté en novembre 2019.
- [36] James-A. Goulet. Contraintes de flexion dans les poutres. En ligne, https://www.polymtl.ca/cgm/jagoulet/Site/Teaching_material/CIV1150/CIV1150_6a_Contraintes_flexion.pdf. Consulté en octobre 2019.
- [37] L. LASNIER. Le séchage du bois. En ligne, <http://passion.bois.free.fr/le%20materiau%20bois/sechage%20des%20bois/sechage%20du%20bois%20.htm>. Consulté en novembre 2019.

- [38] Brettschichtholz. Fabrication. En ligne, https://www.boisencolle.info/bois-lamelle-colle/fabrication/mn_43528. Consulté en novembre 2019.
- [39] RICHARDS et GOODRICK. . tensile strength of scarf joints in southern pine., . Publié en 1959, Consulté en novembre 2019.
- [40] Laurent BERTINO. CaractÉrisation des pieces aboutÉes pour le domaine de la construction. En ligne, http://docnum.univ-lorraine.fr/public/SCDENS_MING_2011_BERTINO_LAURENT_MARCHAISON_ROBIN.pdf. Publié en 2011, Consulté en novembre 2019.
- [41] M. L. Selbo. Test for quality of glue bonds in end-jointed lumber. En ligne, <http://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplr/fplr2258.pdf>. Publié en 1962, Consulté en novembre 2019.
- [42] Gramme Unité construction. Charpentes de type lamellé-collé. En ligne, <http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/index.php?n=CharpentesDeTypeLamell%E9-coll%E9.CharpentesDeTypeLamell%E9-coll%E9>. Mis à jour 2005, Consulté en octobre 2019.
- [43] Andris Morozovs Laura Laiveniece1. Penetration depth of adhesive depending on applied pressure during gluing process. En ligne, <https://www.scientific-publications.net/get/1000002/1401698645442443.pdf>. Consulté en novembre 2019.
- [44] Nature Bois Concept. Essence de bois. En ligne, <https://www.nature-bois-concept.com/fr/terrasse-bois/conseils/essences-de-bois/>. Consulté en novembre 2019.
- [45] BOURREAU Damien. Etude de faisabilité de lamellé-collé endémique en guyane française. En ligne, https://www.ecofog.gf/greybase/files/bourreau/2011/143_Bourreau2011.pdf. Consulté en novembre 2019.
- [46] Ludovic RESCH. Developpement d'elements de construction en bois de pays lamelles assemblees par tourillons thermo-soudes. En ligne, http://docnum.univ-lorraine.fr/public/SCD_T_2009_0142_RESCH.pdf. Mis à jour 2010, Consulté en octobre 2019.
- [47] M Properzi. Influence of grain direction in vibrational wood weldings. Holzforschung, vol. 59, 2005. Consulté en octobre 2019.

- [48] L. DELMOTTE. Cp-mas 13c nmr and ft-ir investigation of the degradation reactions of polymer constituents in wood welding. *Polymer Degradation and Stability*, vol. 93, 2008. Consulté en octobre 2019.
- [49] J.-F. BOCQUET. Wood joints and laminated wood beams assembled by mechanically-welded wood dowels. *J. Adhesion Sci. Technol.*, vol. 21, 2007. Consulté en octobre 2019.
- [50] Patrick Martin. Etude du comportement des poutres lamellées clouées boulonnées en flexion. En ligne, <https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00003306/document>. Mis à jour 2008, Consulté en octobre 2019.
- [51] ARBOMA. Site officiel de l'entreprise. En ligne, <http://www.arbomena.com>. Consulté en novembre 2019.
- [52] Rubner Holzbau. Site officiel de l'entreprise. En ligne, <https://www.rubner.com/fr/holzbau/>. Consulté en novembre 2019.
- [53] NAHAL Abdallah. Étude de la faisabilité d'un bois lamellé-collé à partir d'essence algérienne, Guelma, 2011. Consulté en février 2019.
- [54] Happyraph. Basilique marie -reine des apôtres de mvolye. En ligne, https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Basilique_Marie_-Reine_des_apôtres_de_Mvolye..JPG. Consulté en novembre 2019.
- [55] Emmanuel Groutel. Evolution des marches des bois tropicaux africains. En ligne, <http://www.fao.org/3/a-i3589f.pdf>. Publié en novembre 2013, Consulté en novembre 2019.
- [56] John Calvin Jureit. Two-sided fastener. Patent - 3,841,195, Oct. 15, 1974. Consulté en février 2019.
- [57] BATIRAMA. Nf dtu 31.3 - charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques. En ligne, <https://www.batirama.com/article/12534-nf-dtu-31.3-charpentes-en-bois-assemblees-par-connecteurs-metalliques.html>. Mis à jour 2016, Consulté en décembre 2019.
- [58] John Calvin Jureit. Connector plate. Patent - 3,731,583, Mai. 08, 1969. Consulté en février 2019.
- [59] Nicolas Jacquier. Bending tests on glulam-clt beams connected with double-sided punched metal plate fasteners and inclined screws. Technical Report, Lulea, 2015. Consulté en janvier 2019.

- [60] Tinozivashe ZHOU. Deformation behavior of double-sided metal nail plate timber joints. Technical Report, Brighton, 2001. Consulté en février 2019.
- [61] Rouger F. Sagot G. Vidon G. Racher P., Biger J.P. Step1, introduction à l'eurocode 5, matériaux et bases de calculs. Structures en bois aux états limites, Paris, 1996. Consulté en février 2019.
- [62] Viet-Tung NGUYEN & Jean-François CARON & Karam SAB. A model for thick laminates and sandwich plates. Composites Science and Technology, vol. 65, 2005.
- [63] Dr. Andrea Bernasconi. Assemblages, liaisons, ancrages. En ligne, https://www.lignum.ch/uploads/media/Bernasconi_Assemblages_liaisons_ancrages.pdf. Mis à jour 2011, Consulté en octobre 2019.
- [64] L. Cuvelier. Dimensionnement et choix des verins. En ligne, http://www.cuvelier-ludovic.fr/docs/mei/pneu/05b_Dimensionnement_Choix_VC3A9rin.pdf. Mis à jour 2011, Consulté en février 2020.
- [65] Norme belge enregistrée NBN EN 6891. Timber structures - joints made with mechanical fasteners - general principles for the determination of strength and deformation characteristics. Indice de classement : B16, 1992.
- [66] Norme belge enregistrée NBN EN 408+A1. Structures en bois - bois de structure et bois lamelle-colle - détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques. Indice de classement : B16, 2012.
- [67] C. Massonnet. Résistance des matériaux. Dunod, 1968.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl