UCLouvain

epl

École polytechnique de Louvain

Étude théorique et expérimentale des champs de contraintes discontinus au sein d'assemblages bois-bois et du CLT

Caractérisation mécanique du bois massif et du CLT sous contraintes combinées

Auteurs: **Alexandre Dheur, Brian Lefèvre**
Promoteur: **Denis Zastavni**
Lecteurs: **Christophe Bayart, Luca Sgambi**
Année académique 2018–2019
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciement

Nos premiers remerciements sont adressés aux membres du laboratoires LEMSC : Tout d'abord, merci à Guy Henriet d'avoir permis et autorisé les essais expérimentaux et de nous avoir aiguillés et conseillés. Ensuite, merci à Christophe Bayart et Quentin Mestrez pour leur suivi, leurs conseils, le temps accordé ainsi que leur aide pour la mise en place et le déroulement des essais. Enfin, merci à Frederic Gorski, Samuel Laurent, Alex Bertholet et Vincent Forzee pour votre disponibilité, votre aide, vos conseils et votre temps. Nos remerciements les plus sincères à cette équipe du LEMSC qui nous ont accueillis, épaulés et aidés pour permettre le bon déroulement des essais expérimentaux. Nous tenons à mentionner le plaisir que nous avons eu de travailler avec vous et la bonne humeur qui s'en est suivie.

Merci à Denis Zastavni pour l'apprentissage des différentes théories permettant la caractérisation du CLT et des différentes techniques nécessaires à la réalisation de ce mémoire. Merci pour vos conseils et votre temps.

Nos remerciements sont aussi dédiés à Raphael Ollevier qui a soudé les différentes pièces métalliques qui ont permis de compléter le dispositif du banc d'essai. Nous les remercions pour la qualité et la précision de leur travail ainsi que le temps qu'ils nous ont consacré.

Nous tenons également à remercier Stabilame, plus particulièrement Xavier Laurent pour sa disponibilité et sa gentillesse, sans lui nous n'aurions pas pu réaliser ce mémoire. Merci pour la fourniture du bois, vos conseils et votre temps.

Nous souhaitons aussi remercier la menuiserie "CB menuiserie" pour la réalisation des embrèvements en cross laminated timber (CLT) en un temps record, pour un travail et une finition irréprochables. Merci à vous pour votre travail et votre temps.

Pour finir, nous remercions nos familles pour leur dévouement, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements tout au long de cette année académique.

Résumé

Récemment, l'engouement suscité autour du bois et de ses dérivés s'est considérablement accru . L'avènement des résines synthétiques et des adhésifs a suscité un nouvel essor des panneaux dérivés du bois qui sont devenus les produits de remplacement par excellence du bois menuisé [pre11]. Un attrait tout particulier aux assemblages réalisés uniquement en bois et de ses dérivés s'est fait ressentir. En effet, les qualités du bois en font un matériau léger, résistant, facile à manipuler et façonner. De plus, le bois a une résistance au feu et un coût de production très intéressants. Néanmoins, les normes et les modèles actuels liés à ces matériaux sont incomplets et moins poussés que pour des matériaux comme l'acier ou le béton. Dans l'objectif d'améliorer et de trouver des méthodes plus approfondies, le but de ce travail est de confirmer l'utilisation du modèle des champs de contraintes discontinues au sein d'assemblages bois-bois et CLT-CLT par manipulation à l'aide de la statique graphique. Afin de valider l'application de cette nouvelle méthode de dimensionnement pour les assemblages en bois, la présente recherche est composée de volets théorique et pratique. Ces volets permettent également la caractérisation du bois massif et du CLT en profondeur. Enfin, une comparaison est établie avec des modèles existants pour appuyer la mise en oeuvre de ce modèle.

Nomenclature

α	Coefficient spécifique de retrait
β_v	Coefficient volumétrique de retrait du bois par rapport à la variation hygromètrique
ΔH	Différence de teneur en eau
ΔL	Variation dimensionnelle selon la direction considérée
ϵ	Déformation du matériau
$\frac{\sum t_i^l}{t_{CLT}}$	Rapport de la somme des épaisseurs des plis longitudinaux sur l'épaisseur totale du stratifié
$\frac{\sum t_i^t}{t_{CLT}}$	Rapport de la somme des épaisseurs des plis transversaux sur l'épaisseur totale du stratifié
γ_m	Coefficient d'effet d'échelle
$\nu_{i,j}$	Coefficient de poisson
ρ	Masse volumique
σ_1	Contrainte principal du cercle de Mohr (du champs nodal)
σ_1^1	Contrainte principal du cercle de Mohr du champs rectiligne 1
σ_1^2	Contrainte principal du cercle de Mohr du champs rectiligne 2
σ_1^3	Contrainte principal du cercle de Mohr du champs rectiligne 3
σ_2	Contrainte principal du cercle de Mohr (du champs nodal)
σ_2^1	Contrainte principal du cercle de Mohr du champs rectiligne 1
σ_2^2	Contrainte principal du cercle de Mohr du champs rectiligne 2
σ_2^3	Contrainte principal du cercle de Mohr du champs rectiligne 3
σ_6	Contrainte principal de cisaillement du cercle de Mohr (du champs nodal)
$\underset{\sim}{c}^i$	Matrice de rigidité du matériaux i
$\underset{\sim}{c}^{St}$	Matrice de rigidité du stratifié

E_L^{St} Module de Young du stratifié dans les sens longitudinal

E_T^{St} Module de Young du stratifié dans les sens transversal

$E_{c,0}$ Module d'élasticité en compression axiale, en newton par millimètre carré

$E_{c,90}$ Module d'élasticité en compression transversal, en newton par millimètre carré

E_L Module d'élasticité en compression longitudinal, en newton par millimètre carré

$E_{m,I}$ Module local d'élasticité en flexion, en newton par millimètre carré

F Force, en newton

$f_{c,0,m}$ Résistance à la compression longitudinale moyenne du bois massif

$f_{c,0}$ Résistance à la compression axiale, en newton par millimètre carré

$f_{c,0}^{St}$ Résistance à la compression longitudinale du stratifié

$f_{c,90,m}$ Résistance à la compression transversale moyenne du bois massif

$f_{c,90}^{St}$ Résistance à la compression transversale du stratifié

$f_{c,,k}$ Résistance caractéristique à la compression axiale

$f_{c,\alpha}$ Résistance en compression selon un angle α

$f_{c,*,k}$ Résistance caractéristique à la compression transversale

$F_{i,j}$ Tenseur de résistance du quatrième ordre

F_i Tenseur de résistance du second ordre

F_{max} Force maximale, en newton

$f_{t,,k}$ Résistance caractéristique à la traction axiale

$f_{t,\alpha}$ Résistance en compression selon un angle α

$f_{t,*,k}$ Résistance caractéristique à la traction transversale

$f_{v,d}$ Résistance au cisaillement

$f_{v,j,k}$ Résistance en cisaillement le long des joints de lamelles

$f_{v,k}$ Résistance en cisaillement des plis

$f_{v,t,k}$ Résistance en cisaillement des plans de collage

k_{mod} Coefficient réducteur tenant compte de la classe de service et du temps d'application de la charge

m_{humide} Masse humide du bois

m_{sec} Masse sèche du bois

O_1^2	Longueur de base pour la détermination du module d'élasticité en millimètre
t_{CLT}	Épaisseur totale du stratifié
$v_{t,\alpha}$	Résistance en cisaillement selon un angle α
A	Aire de la section en millimètre carrés
a	Distance entre un point de chargement et l'appui le plus proche dans un essai de flexion en millimètre
b	Largeur de la section transversale dans un essai de flexion, ou la plus petite dimension de la section transversale en millimètre
f	Flèche en millimètre
G	Module de cisaillement, en newton par millimètre carré
h	Hauteur de la section transversale dans un essai de flexion ou la dimension la plus grande de la section transversale ou la hauteur de l'éprouvette d'essai dans des essais transversaux en millimètre
I	Moment quadratique d'une surface, en millimètres à la puissance quatre
O	Portée en flexion ou longueur de l'éprouvette d'essais entre les mors de la machine d'essai en compression en millimètre
t	Épaisseur de la plaque en millimètre
W	Module de la section en millimètre cube
w	Taux hygroscopique du bois

Table des figures

1 Cycle de vie du bois.[cmp19] 2

1.1 Sur la première ligne nous avons : un tenon-mortaise, une entablure, une enture de continuité, Sur la seconde nous avons : un moisage, une queue d'Arronde et un trait de Jupiter[Lat15b]. 10
1.2 Sur la première colonne nous avons différents types de connecteurs métalliques Sur la seconde nous avons des exemples d'assemblages avec connecteurs métalliques [Lat15b] 11
1.3 Assemblage collé. [CM19]. 11
1.4 Agencement d'un embrèvement simple.[Mis17] 12
1.5 Embrèvement simple, arrière et double. [[Ass19]] 12
1.6 Vue en coupe d'une charpente. [[crd19]] 13
1.7 Type d'utilisation d'un embrèvement en charpente. [Ass19] 13
1.8 Dessus de charpente. [Lef18] 13
1.9 Géométrie d'un embrèvement. [Mis17] 14
1.10 Embrèvement en gorge pleine section. [Ass19] 15
1.11 Exemple d'utilisation d'un aisselier en charpente. [Des] 16
1.12 Modélisation sur *SOLIDWORKS* (à gauche) & photo (à droite) du dispositif d'essai. 17
1.13 Principe de montage pour un angle de 25°. 18
1.14 Principe de montage pour un angle de 40°. 18
1.15 Visualisation des 175[mm]. 19
1.16 Modélisation. 19
1.17 *TFE-ARB/ENT-25°-001*. 19
1.18 Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-25°-002*. 20
1.19 Emplacement des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 25° avec efforts non-concourants. 20
1.20 Tracés des efforts concourants. 21
1.21 Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-25°-003*. 21

1.22 Emplacements des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 25° avec efforts concourants. 22
1.23 Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-40°-001*. 23
1.24 Emplacement des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 40° efforts non-concourants. 23
1.25 Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-40°-002*. 24
1.26 Emplacements des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 40° efforts concourants. 24
1.27 Coupe tangentielle (à gauche) [dL19] & coupe transversale (à droite)[via19] *Douglas*. 25

2.1 L'immeuble Stadthaus ; vue de l'intérieur (à gauche) et vue de l'extérieur (à droite)[Sta19b]. 30
2.2 Un panneau de CLT [rac17] (à gauche) et une poutre en BLC (à droite)[Arc19b]. 31
2.3 Les planches sont jointives mais non collées (à gauche). Les planches sont collées (au milieux). Les planches sont espacées (à droite). 31
2.4 Coupe transversale du CLT [GPF11]. 32
2.5 Représentation d'un mur en CLT à gauche et d'un plancher/toiture à gauche [GPF11]. 33
2.6 Coupe tangentielle (à gauche)[hoe19] & coupe transversal (à droite)[Arc19a] *Epicéa*. 37
2.7 Usage de l'epicea. 37

3.1 Réciprocité des diagrammes de situation et des forces. 41
3.2 Diagramme des géométries (à gauche) qui permet la construction des diagrammes des efforts (à droite).[Fiv12] 42
3.3 Exemple de statique graphique réalisé sur une structure simple. . . . 42

4.1 Modèles de diffusions des efforts[MFK11] : champs de contraintes continus (a), bielles et tirants (b) et champs de contraintes discontinus (c). 46
4.2 Modèle bielles-tirants et champs de contraintes discontinus. 48
4.3 Les différents champs possibles. De gauche à droite : champs rectiligne en éventail, en bouteille & rectiligne. 51
4.4 Contrainte sur des facettes parallèles et perpendiculaires à la ligne de discontinuité.[Kos09] 51
4.5 Contraintes sur un élément de volume infinitésimal. [Lat15a] 52
4.6 État de contrainte pour les noeuds quasi hydrostatique (à gauche) et non hydrostatique (à droite).[MS07] 53

4.7 Visualisation de la méthodologie de construction du cercle de Mohr du champ nodal.[Fiv12] 54
4.8 Visualisation du champs de contraintes continus pour un angle 25°. . 57
4.9 Schéma bielles-tirants 3 barres envisagées dans le cas d'efforts concourants pour un embrèvement dont l'angle vaut 25°. 59
4.10 Schéma bielles-tirants dans le cas d'efforts concourants pour un embrèvement dont l'angle vaut 25°. 60

6.1 Représentation de la résistance moyenne en compression du bois massif de classe C24 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force. 69

7.1 Visualisation de l'angle β d'un embrèvement.[Lat15b] 70
7.2 Représentation schématique des efforts dans un embrèvement selon l'Eurocode : cas simplifié. [Lat15b] 74
7.3 Représentation schématique des efforts dans un embrèvement selon l'Eurocode : cas général. [Lat15b] 76
7.4 Champs de contrainte pour un embrèvement de 25° en bois massif C40. 82
7.5 Cercle de Mohr du champ nodal situé juste en-dessous du talon d'un embrèvement de 25° en bois massif C40. 83
7.6 Champs de contrainte pour un embrèvement de 25° concourant en bois massif C50. 84
7.7 Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 25° concourant en bois massif C50. 85
7.8 Champs de contraintes pour un embrèvement de 40° en bois massif C50. 86
7.9 Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° en bois massif C50. 87
7.10 Champs de contrainte pour un embrèvement de 40° concourant en bois massif C50. 88
7.11 Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° concourant en bois massif C50. 89

8.1 Résistance moyenne à la compression de l'ensemble du CLT sur base du modèle de Hankinson Strat cas 4, constitué de planche de classe C24 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force par rapport aux fibres de la couche extérieure. 103
8.2 Rapport de résistance $\frac{f_{c,\alpha}}{f_{c,0^\circ}}$ et $\frac{f_{c,\alpha}^{Strat}}{f_{c,0^\circ}}$ obtenue via la méthode de Hankinson. Dans le cadre du CLT, la méthode Hankinson Strat cas 4 a été utilisée. 104
8.3 Modes de ruptures : Cisaillement brut, net et torsionnel [Gij]. 104
8.4 Schématisation des lamelles de bois non collées dans un pli. 105
8.5 Schématisation des lamelles collées les unes aux autres dans un pli. . 105
8.6 Représentation de la rupture en cisaillement brut [BRa17]. 106

8.7 Représentation de la rupture en cisaillement net [[BRa17]]. 106
8.8 Exemple de délamination dû à la compression.[Wik19a] 111
8.9 Simulation SCIA des contraintes verticales dans un panneau de 90x90 [cm]. 112

9.1 Champs de contrainte pour un embrèvement de 25° en CLT. 115
9.2 Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 25° en CLT. 115
9.3 Champ de contraintes pour un embrèvement de 25° concourant en CLT. 116
9.4 Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 25° concourant en CLT. 117
9.5 Champ de contraintes pour un embrèvement de 40° en CLT. 118
9.6 Cercles de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° en CLT. 119
9.7 Champ de contraintes pour un embrèvement de 40° concourant en CLT. 120
9.8 Cercles de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° concourant en CLT. 121

10.1 Pied à coulisse du laboratoire LEMSC. 125
10.2 Humidimètre à pointe. 126
10.3 Étuve. 126
10.4 Balance du laboratoire LEMSC. 127
10.5 Schéma de représentation des éprouvettes de flexion. 128
10.6 Schéma de représentation des essais de flexion ([NBN12]). 129
10.7 Pièce métallique de calage pour éviter un poinçonnement local. 129
10.8 Essai de flexion. 130
10.9 Capteur LVDT. 130
10.10Schéma de représentation des éprouvettes de compression. 132
10.11Schéma de représentation des éprouvettes de compression. 133

11.1 Presse de 1000 [kN] (à gauche), Presse de 100 [kN] (à droite). 136
11.2 Schéma des éprouvettes de caractérisation. 137
11.3 Disposition de l'échantillon 45x45 [cm] dans la presse. 139
11.4 Schéma de l'essai en longitudinal (à gauche), et transversal (à droite). 140
11.5 Schéma de l'essais 20x62 [cm]. 141
11.6 Disposition de l'échantillon 20x62 [cm] dans la presse. 141
11.7 Schéma de l'essai 90x90 [cm]. 142
11.8 Échantillon 90x90 [cm] avec coins biseauté. 143
11.9 Échantillon 90x90 [cm] avec coins biseautés. 143

12.1 Balance à plus haute capacité du laboratoire LEMSC. 147
12.2 Presse utilisée en compression pour les embrèvements. 148

13.1 Disposition de l'échantillon dans la presse après essai. 152

13.2 Éprouvette A74, avec la présence du noeud à coté. 153
13.3 Courbe contrainte-déformation de la poutre A testée en compression axiale. 154
13.4 Résistance moyenne à la compression du CLT constitué de planches de classe C50 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force. 154
13.5 Courbe contrainte-déformation de la poutre B testée en compression axiale. 155
13.6 Courbe contrainte-déformation de la poutre C testée en compression axiale. 155
13.7 Courbe contrainte-déformation de l'échantillon C13 en flexion. 156
13.8 Éprouvette B42, avec la présence d'un noeud à mi-travée. 157
13.9 Éprouvette A71, avec la présence d'un noeud à mi-travée. 157
13.10Découpes sur dosse, réalisée pour les éprouvettes A71, A72 et A73. . 158

14.1 Courbe force-déformation des embrèvements à 25°. 162
14.2 Arbalétrier de l'éprouvette E2. 165
14.3 Rupture due à un décrochage du talon sur l'éprouvette E2. 165
14.4 Mise en place de l'embrèvement à 25°dans le dispositif d'essai. 165
14.5 Courbe force-déformation des embrèvements à 40°. 168
14.6 Rupture par excès de compression des fibres dans l'arbalétrier au niveau de l'about. 168
14.7 Écrasement des fibres de l'entrait sur l'éprouvette K3. 169
14.8 Rupture due à un écrasement des fibres de l'about sur l'éprouvette K3. 169

15.1 Échantillon rejeté du à un trait de coupe. 171
15.2 Box-Plot des essais du module de Young longitudinal E_L. 173
15.3 Box-Plot des essais du module de Young transversal E_T. 175
15.4 Courbe contrainte-déformation des échantillons testés en compression axiale. 178
15.5 Courbe contrainte-déformation des échantillons testés en compression transversale. 180
15.6 Schéma de l'essai 90x90 [cm]. 182
15.7 Disposition de l'éprouvette 90x90[cm] en cisaillement à 45° ("non suivie"). 184
15.8 Courbe Force-déformation des échantillons testés en compression oblique. 184
15.9 Courbe Force-déformation des échantillons 20x60 [cm] testés en compression oblique. 186
15.10Rupture au sein d'une des planches du pli central de l'éprouvette P6. 186
15.11Courbe Force-déformation de l'échantillon P6 20x60 [cm] testé en compression oblique. 187
15.12Courbe Force-déformation de l'échantillon P6 20x60 [cm] lors du second chargement. 187
15.13Rupture de l'échantillon P4 : 20x60 [cm]. 188
15.14Rupture de l'échantillon P1 : 20x60 [cm]. 188

16.1 Rupture au sein d'une planche. 192
16.2 Rupture au niveau de la rainure de colle. 192
16.3 Rupture au niveau du joint de planche. 193
16.4 Courbe Force-déplacement des embrèvements à 25° (efforts non concourants). 194
16.5 Courbe force-déplacement de l'échantillon G6. 196
16.6 Séquencement des deux décrochage pour l'échantillon G6. 196
16.7 État de l'entrait de l'éprouvette G6 après l'application de la charge. . 197
16.8 État de l'arbalétrier de l'éprouvette G6 après l'application de la charge. 197
16.9 Schématisation des rainures de colle, joints de planches et de la surface de reprise du pli central situé au niveau de la rainure de colle. 198
16.10 Courbe force-déplacement des embrèvements à 25° (efforts concourants). 201
16.11 Arbalétrier de l'échantillon G8. 202
16.12 Échantillon G7 après rupture au sein du dispositif d'essai. 203
16.13 Simultanéité du décrochage et de la délamination. 204
16.14 Courbes force-déplacement des embrèvements à 40°. 206
16.15 Courbe force-déplacement de l'échantillon F1. 208
16.16 Photo de la disposition de l'échantillon F1 avant essai. Constatation d'un écart entre les planches en contact de l'arbalétrier et de l'entrait (pli central). 208
16.17 Disposition de l'embrèvement dans le dispositif d'essai après essai. . . 209
16.18 Délamination de l'arbalétrier. 209
16.19 Écrasement des fibres au niveau de la surface d'about de l'entrait. . . 209
16.20 Courbes force-déplacement des embrèvements à 40° avec efforts concourants. 212

G.1 Essai de flexion 251
G.2 Préparation du bois pour la flexion *Bois utilisé pour la flexion* 251
G.3 Pièce métallique permettant de fixer une portée de 18h *Portée 18h* . . 252
G.4 Pièce métallique permettant une portée de 6h *Portée 6h* 252
G.5 Pièce métallique permettant une portée de 6h *Portée 6h* 252

Table des matières

Remerciements i

Résumé ii

Nomenclature ii

Introduction 1

I État de l'Art 7

1 Description de l'assemblage étudié 8
1.1 Choix de l'assemblage étudié 8
1.2 Assemblage étudié 9
1.2.1 Généralités sur les embrèvements 11
1.2.2 Géométrie d'un embrèvement simple 14
1.2.3 Assemblage à configuration similaire 15
1.3 Dispositif d'essai et appuis 16
1.3.1 Dispositif de Nora Poelvoorde 17
1.3.2 Réalisation de nouveaux appuis 18
1.4 Caractéristiques du Douglas 25

2 État de l'art CLT 29
2.1 Historique 29
2.2 Définition et explication du cross laminated timber (CLT) 30
2.3 Matériau composite 32
2.4 Intérêt du CLT dans le monde de la construction 33
2.5 Type de colle utilisée dans la poutre en CLT 34
2.5.1 Type de bois utilisé dans le CLT et ses caractéristiques : Épicéa 35

II Modèles et outils théoriques 39

3 Statique graphique 40

4 Modèle des champs de contraintes discontinus 44
4.1 Construction des champs de contraintes discontinus 48
4.1.1 Hypothèses prises en compte 49
4.1.2 Conditions du modèle 49
4.1.3 Construction des champs rectilignes 50
4.1.4 Construction des champs nodaux 52
4.1.5 Apport de la statique graphique 55
4.1.6 Théorème de Maxwell : l'optimisation du chemin de charge . . 55
4.2 Champs de contraintes discontinus utilisés 56
4.2.1 Champ de contraintes discontinus : cas général. 56
4.2.2 Champ de contraintes discontinus dont les efforts sont concourants. 58

5 Critère général de rupture pour le matériau bois (Tsai-Wu) 61

III Calcul théorique des différents essais 66

6 Détermination des propriétés mécaniques du bois massif 67
6.1 Masse volumique 68
6.2 Essai de compression axiale 68
6.3 Essai de flexion en 4 points 69

7 Détermination du mode de rupture de l'assemblage bois-bois 70
7.1 Méthode selon l'Eurocode 5 71
7.1.1 Hypothèses 72
7.1.2 Disposition de conception et restrictions géométriques de l'embrèvement 72
7.1.3 Calcul d'un embrèvement selon l'Eurocode 5 : cas simplifié . . 73
7.1.4 Calcul d'un embrèvement selon l'Eurocode 5 : cas général . . . 76
7.1.5 Résultats des calculs théoriques des critères de rupture selon les méthodes de l'Eurocode 5 78
7.2 Méthode du champ de contrainte discontinu 80
7.2.1 Embrèvement avec un angle de 25° 81
7.2.2 Embrèvement avec angle de 40° 85
7.2.3 Récapitulatif de la méthode de champs de contraintes discontinus 90

8 Détermination des propriétés mécaniques du CLT 91
8.1 Modules de Young . . . 92
8.1.1 Mécanique des solides déformables . . . 93
8.1.2 Méthode : CLT diaphragms under shear . . . 97
8.1.3 Méthode : CLT - Bois lamellé-croisé . . . 97
8.1.4 Récapitulatif . . . 98
8.2 Comportement de rupture en compression . . . 99
8.2.1 Résistance en compression selon les axes principaux . . . 99
8.2.2 Résistance à la compression en dehors des axes principaux . . . 101
8.3 Cisaillement dans le plan . . . 104
8.3.1 Méthode : CLT diaphragms under shear . . . 107
8.3.2 Méthode : CLT - Bois lamellé croisé . . . 109
8.3.3 Document : Modular cross laminated timber buildings . . . 109
8.3.4 Récapitulatif . . . 110
8.4 Délamination . . . 110
8.5 Simulation SCIA . . . 111

9 Détermination du mode de rupture de l'assemblage CLT-CLT 113
9.1 Méthode du champ de contrainte discontinu . . . 113
9.1.1 Embrèvement avec un angle de 25° . . . 114
9.1.2 Embrèvement avec un angle de 40° . . . 117
9.1.3 Récapitulatif de la méthode de champs de contraintes discontinus 121

IV Protocoles d'essais pour la caractérisation et le calibrage des embrèvements en bois massif et en CLT 123

10 Procédure suivie pour la caractérisation du Douglas 124
10.1 Domaine d'application . . . 124
10.2 Détermination des dimensions des éprouvettes d'essai . . . 125
10.3 Détermination de la teneur en humidité des échantillons . . . 125
10.4 Détermination de la masse volumique des échantillons . . . 127
10.5 Conditionnement des éprouvettes d'essai . . . 127
10.6 Détermination du module local et global d'élasticité en flexion . . . 128
10.6.1 Éprouvette d'essai . . . 128
10.6.2 Démarche à suivre . . . 128
10.6.3 Résultats . . . 130
10.7 Détermination du module d'élasticité en compression . . . 131
10.7.1 Éprouvette d'essai . . . 131
10.7.2 Démarche à suivre . . . 132
10.7.3 Résultats . . . 132
10.8 Détermination de la résistance à la compression axiale . . . 133
10.8.1 Éprouvette d'essai . . . 133

10.8.2 Démarche à suivre . . . 133
10.8.3 Résultats . . . 134

11 Procédure suivie pour la caractérisation du CLT 135
11.1 Détermination de la résistance longitudinale et transversale du CLT . 135
11.2 Détermination des modules de Young du CLT . . . 138
11.2.1 Comportement à la rupture . . . 139
11.3 Essai de caractérisation de la résistance en compression et du module de Young du CLT . . . 140
11.4 Essai de caractérisation de la résistance au cisaillement du CLT . . . 140
11.5 Essai de caractérisation de la résistance au cisaillement du CLT . . . 142

12 Procédure suivie pour les embrèvements en Douglas et en CLT 144
12.1 Méthodologie d'échantillonage du Douglas . . . 144
12.2 Méthodologie d'échantillonage du CLT . . . 145
12.3 Détermination de la teneur en humidité des échantillons . . . 146
12.4 Détermination de la masse volumique des échantillons . . . 146
12.4.1 Éprouvette d'essai . . . 147
12.4.2 Dispositif d'essai et machine . . . 147
12.4.3 Démarche à suivre . . . 149

V Interprétation des résultats expérimentaux réalisés sur le bois massif et le CLT 150

13 Interprétation des essais de caractérisation du bois massif 151
13.1 Masse volumique . . . 151
13.2 Essai de compression axiale . . . 152
13.3 Essai de flexion en 4 points . . . 156
13.4 Récapitulatif des essais de caractérisation du bois massif . . . 158

14 Interprétation des essais sur les embrèvements en bois massif 160
14.1 Essais sur angle de 25° . . . 161
14.2 Essais sur angle de 40° . . . 165

15 Interprétation des essais de caractérisation du CLT 170
15.1 Module de Young . . . 171
15.1.1 Module longitudinal . . . 172
15.1.2 Module transversal . . . 173
15.2 Comportement à la rupture en compression . . . 175
15.2.1 Compression longitudinale . . . 176
15.2.2 Compression transversale . . . 178

15.2.3 Conclusion de la détermination d'un classement du CLT en fonction des plis . . . 180
15.3 Cisaillement dans le plan . . . 182
15.3.1 Cisaillement sur les panneaux de 90x90[cm] . . . 183
15.3.2 Cisaillement sur les panneaux de 20x60 [cm] . . . 185
15.4 Récapitulatif du classement du CLT . . . 188

16 Interprétation des essais sur les embrèvements en CLT 191
16.1 Essai de l'assemblage incliné à 25° . . . 191
16.1.1 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs non-concourants . . . 193
16.1.2 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs concourants . . . 200
16.2 Essai de l'assemblage incliné à 40° . . . 205
16.2.1 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs non-concourants . . . 205
16.2.2 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs concourants . . . 211

VI Conclusion 215

Bibliographie 222

VII Annexe 227

A Plans Pièces Métalliques 228

B Plans Poutres 234

C Plans Caractérisation 237

D Eurocode NBN EN 338 240
D.1 Changement de valeurs caractéristiques à moyennes . . . 240
D.2 EN 338 . . . 242
D.3 EN 338 en valeurs moyennes . . . 243

E Résultats des essais de caractérisation du bois massif 244
E.1 Résultat de la masse volumique . . . 244
E.2 Résultat des essais de compression du bois massif . . . 246
E.3 Résultat des essais de flexion du bois massif . . . 247
E.4 Récapitulatif des classes de bois . . . 248

F Détails et mesures des échantillons d'embrèvements en CLT **249**

G Photos des essais de caractérisation **251**

H Fiche technique des composants du CLT **253**

I Calcul théorique caractérisation CLT **272**
I.1 Hankinson (valeurs caractéristiques) 272
I.1.1 Hankinson Strat cas 2 272
I.1.2 Hankinson Strat cas 3 273
I.1.3 Hankinson Strat cas 4 273
I.2 Hankinson (valeurs moyennes) 273
I.2.1 Hankinson Strat cas 2 274
I.2.2 Hankinson Strat cas 3 274
I.2.3 Hankinson Strat cas 4 274

Introduction

Depuis des siècles, l'Humain ne cesse d'évoluer et sa manière de vivre évolue avec lui. Au fur et à mesure de son évolution, la construction a emboîté le pas à l'être humain et a également fortement évoluée. En effet, au tout début les logements et autres types de construction étaient réalisés avec les matériaux bruts tels que la pierre, le bois, etc.. Or au cours du temps, ces matériaux ont été assemblés, mélangés pour en former de nouveaux avec des propriétés plus avantageuses et moins coûteuses.

Le bois reste un matériau incontournable et les progressions dans son utilisation et sa compréhension ne cessent d'augmenter. Nombreux pays comme le Japon, le Canada ainsi que les pays Scandinaves construisent essentiellement en bois.

Récemment, un nouvel essor pour le bois s'est fait ressentir, et plus en particulier un nouvel attrait pour les matériaux dérivés du bois tels que le lamellé-collé (BLC), lamellé-croisé (CLT), les panneaux en OSB et bien d'autres. En effet, au cours du 20ème siècle, de nombreuses inventions liées au bois sont apparues que ce soit d'un point de vue matériau, assemblage mais également d'un point de vue structural. Ces innovations redorent le blason du bois, et elles insufflent un renouveau dans la construction du bois. Plus particulièrement en Europe (notamment en Belgique), région du globe où ces dernières décennies le bois a été un peu délaissé au détriment de l'acier et du béton, malgré une surface forestière très importante.

Nous pouvons nous poser la question : "Pourquoi le bois et non pas un autre matériau ?". Le bois est un matériau remarquable de part son esthétisme et ses caractéristiques qui font de lui un matériau hors pair dans le domaine de la construction[Sta19a]. A l'aide de sa solidité et de sa flexibilité, les combinaisons d'élaboration de structures conventionnelles ou sur mesures sont bien plus qu'une option ! De plus, la possibilité de changements structuraux comme par exemple des murs porteurs par un système de poutres ou de poteaux, ainsi qu'une confection de murs massifs qui permettent d'alléger le poids de la structure, rendent les constructions en bois très attrayantes et adéquates aux changements. Il faut également souligner que même avec tous ces atouts dans le monde de la construction, il existe bien d'autres avantages liés à la vie quotidienne d'une construction en bois[Sta19a] [Hou18] :

- Aspects environnementaux : Dans le contexte actuel du réchauffement climatique, du déséquilibre environnemental, nous sommes d'autant plus poussés à

mettre au point de nouvelles perspectives, dans un objectif de développement durable afin de tenter de rétablir un certain équilibre environnemental.

- Un bilan de carbone incomparable : L'utilisation du bois en tant que matériau de construction permet de ralentir le réchauffement climatique. Son utilisation aide à réduire les émissions de gaz carbonique (CO2). En effet, tout au long de sa croissance, le bois agit en tant que pompe à carbone et capte celui-ci à l'aide du processus de la photosynthèse. Une fois ce bois exploité le carbone reste piégé. Cela en fait un bon puits à carbone. Ce qui permet un excellent bilan de carbone pour les maisons en bois. Cette production de construction en bois engendre une valorisation de 100% des déchets.
- Ressource renouvelable : Exploité de manière durable, seul le bois dans les matériaux de construction est une matière renouvelable. En effectuant une analyse sur le cycle de vie d'une structure en bois, nous nous apercevons que nous réduisons l'impact du réchauffement de l'ordre de 17,2 % (Stabilame) à l'aide de ce type de construction. De plus, le cycle de vie du bois nous permet de nous rendre compte de son impact sur le CO2. Nous remarquons qu'avec ce type de matériau, nous pouvons recycler le bois mais également procéder à une récupération d'énergie !

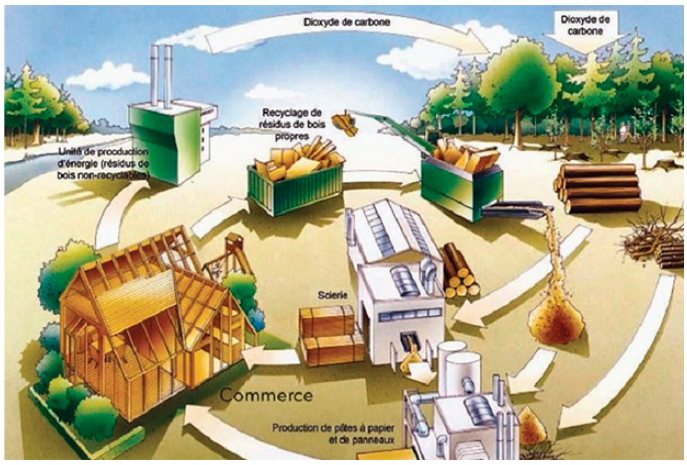


FIGURE 1 – Cycle de vie du bois.[cmp19]

- Un choix économique et durable : Les performances thermiques du bois sont particulièrement intéressantes grâce à sa structure cellulaire. Ces remarquables propriétés offrent une importante économie énergétique au cours de la vie de la structure. Sans oublier que le bois est un isolant hors norme, son niveau d'isolation thermique a un ordre de grandeur 15x supérieur au béton et 400x supérieur par rapport à l'acier. Le coût économique est donc bien amoindri. Il est également important de signaler que la préfabrication réalisée au préalable permet un gain de temps et réduit le coût de la construction. Et pour ce qui

est de la question du confort et de la sécurité, le bois a une résistance au feu très intéressante, sa conductivité thermique est plutôt faible en comparaison à d'autres matériaux. C'est également un matériau sain qui participe à une atmosphère plus sèche et donc plus agréable.

Toutes ces qualités liées au bois et ses dérivés font de ce matériau, un matériau intemporel avec un potentiel exploitable important. Or l'exploitation complète du bois reste encore à ce jour un défi. En effet, la construction en bois n'est pas évidente dû à plusieurs raisons :

- son comportement anisotrope
- son origine biologique (l'arbre est un matériau vivant sujet à l'activité biologique : croissance)
- son taux d'imperfections

Ces raisons rendent complexe la simulation de la répartition des efforts internes. Malgré les avancées accomplies dans la compréhension du comportement structural du bois, les normes existantes comme l'Eurocode 5 [1] sont limitées dans leurs usages et leurs analyses de systèmes comme les assemblages. En effet, il existe des normes dimensionnant les différents types d'assemblages connus à ce jour. Cependant, ces normes ne sont pas adaptées à tous les cas de figure. De plus, tous les cas ne sont pas traités.

Le développement complet du dimensionnement et de la caractérisation des assemblages en bois est donc très fastidieux. C'est pourquoi, les normes sont bien plus développées dans le cadre de matériaux ayant un caractère aléatoire réduit étant donné que la production de ces matériaux est contrôlée. Ces normes vont donc privilégier et mettre l'accent sur la conception d'assemblages en métal pour faciliter leur dimensionnement ainsi que leur mise en oeuvre.

Il est ainsi nécessaire de concevoir une méthode de dimensionnement d'assemblage qui prenne en compte ces fortes contraintes géométriques et surmonte les considérations prises par les normes en offrant la possibilité de créer de nouvelles typologies structurelles. Bien que de réels progrès en informatique ont permis la modélisation (à l'aide du modèle des champs de contraintes discontinus) de ces éléments, son emploi pour ce type de matériau est très complexe et peu fréquent.

Malgré toutes ces contraintes, d'autres modèles ont vu le jour. En 2013, Corentin Fivet[Fiv12], docteur à l'UCLouvain, formule et détermine les modalités d'application de la méthode des champs de contraintes discontinus au travers d'assemblage bois-bois. En revanche, lors de cette approche théorique, une hypothèse principale a été

1. Norme principal de référence qui a permis une nette progression dans l'avancée de l'analyse du dimensionnement des éléments en bois

prise sur le comportement du bois quant à la nécessité de ductilité. Si cette hypothèse ne venait pas à se vérifier, l'application de cette méthode ne serait d'aucune utilité.

En plus de l'utilisation du modèle des champs de contraintes discontinus au sein d'assemblage bois-bois, le recours à l'utilisation des principes de la statique graphique permettra une manipulation dynamique de ces champs de contraintes. Afin de valider l'usage de cette méthode et les interprétations réalisées par nos prédécesseurs [2] une suite expérimentale est réalisée sur le bois massif (Douglas). De plus, une étude théorique et expérimentale est effectuée sur la caractérisation et le calibrages des embrèvements en CLT. Le CLT confère une stabilité dimensionnelle accrue, un renforcement relativement élevé sur plan et hors plan, ainsi que des propriétés de rigidité dans les deux directions (ce qui lui permet une capacité bidirectionnelle similaire aux dalles de béton armé)[GPF11]. Cette diversité de matériau a pour but de venir palier le défaut majeur du bois massif en traction perpendiculaire (comportement hautement fragile) et venir valider l'utilisation de ce modèle théorique dans le cadre d'un dimensionnement d'assemblage bois-bois.

Objet de l'étude

Notre travail s'inscrit dans la continuité des précédents travaux traitant des modalités théoriques d'analyse menées par C.Fivet ainsi que des études expérimentales réalisées en laboratoire par N. Poelvoorde et J-C. Misson.

La contribution de cet ouvrage cherche à renforcer le volet théorique d'un coté, et de l'autre de confirmer la validation expérimentale.

Ces précédents travaux mettent en avant une modélisation des assemblages bois-bois à l'aide de la méthode des champs de contraintes discontinus, méthode qui est à la base de l'étude expérimentale et théorique qui vise premièrement à valider les résultats expérimentaux de nos prédécesseurs. De plus, l'utilisation des principes de la statique graphique permettra une manipulation dynamique de ces champs de contraintes. En outre, cela permettra d'obtenir une comparaison et une correspondance au bois lamellés-croisés (CLT).

Ensuite, ce TFE cherche à renforcer le volet théorique établi et à l'approuver à l'aide de la partie expérimentale.

Comme déjà explicité, cet ouvrage expérimental comporte un volet théorique et une validation expérimentale. Il est composé de 6 parties, elles-même composées de plusieurs chapitres. La première partie, l'état de l'art, a pour but de décrire et définir le type d'assemblage utilisé ainsi que de décrire le bois lamellé-croisé dans l'ensemble de ces aspects, de situer le contexte de l'utilisation des assemblages bois-bois et

2. Nora Poelvoerde[Poe15] et Jean-Charles Misson[Mis17]

également de fournir un descriptif de toutes les pièces du dispositif d'essai utilisé lors de ce travail.

Pour aborder les développements liés à l'analyse par champs de contraintes discontinus sur les embrèvements en bois massif et en bois lamellé-croisé, la deuxième partie définit tous les modèles et les outils exploités dans le cadre de ce travail. Nous aborderons la statique graphique, le modèle bielles et tirants ainsi que la méthode des champs de contraintes discontinus. Enfin, afin de déterminer le critère de rupture du bois dans les embrèvements, le critère général de rupture Tsai-Wu est décrit .

La troisième partie est composée de la dernière partie relative au volet théorique de ce mémoire. Entre autres, de tous les calculs théoriques liés aux 2 matériaux utilisés concernant l'assemblage mais également de la caractérisation de ceux-ci. Tout d'abord un chapitre aborde la détermination des propriétés mécaniques du bois massif. Ensuite, un chapitre traite des attentes théoriques liées aux embrèvements en bois massif. Celles-ci sont déterminées à l'aide de la méthode de l'Eurocode 5[NBN05] et de la méthode des champs de contraintes discontinus. Ces 2 méthodes vont nous permettre d'établir une comparaison et de situer laquelle se rapporte au mieux à la réalité. Le troisième chapitre de cette troisième partie porte sur la caractérisation du bois lamellé-croisé et ses estimations théoriques selon différentes méthodes retrouvées dans la littérature. Enfin, un dernier chapitre similaire à celui des embrèvements en bois massif, traite les embrèvements du bois lamellé-croisé.

Dans la quatrième partie, nous développons tous les protocoles d'essais réalisés en laboratoire pour la caractérisation et le calibrage des embrèvements en bois massif et en CLT.

La cinquième partie englobe la validation expérimentale. Une interprétation de tous les tests effectués au laboratoire LEMSC concernant les 2 types de matériaux utilisés est réalisée. Nous aurons tout d'abord un chapitre concernant les embrèvements en bois massif selon les 2 angles étudiés et les 2 types d'appuis utilisés. Un type d'appui basé sur les 2 précédents mémoires pour rester en lien avec ces travaux, où les efforts au sein du bois s'avèreraient non concourants. Un autre type d'appui où dans ce cas-ci les efforts sont concourants. Un chapitre sera consacré aux différents essais réalisés (compression, flexion, cisaillement, masse volumique) en fonction des critères de la norme EN 408[NBN12] et de l'Eurocode 5. Dans le chapitre suivant les 2 précédents, une interprétation des essais de caractérisation du CLT est effectuée, ainsi qu'une analyse des démarches sur lesquelles nous nous sommes appuyés pour la caractérisation du bois lamellé-croisé. Enfin, nous terminerons cette partie avec l'interprétation des embrèvements en CLT et tout ce qui s'y rapporte.

La dernière partie de ce travail reprend les analyses et aborde les conclusions. Nous commençons par faire le point sur le dispositif d'essai existant et les nouveaux appuis réalisés. Par après, une conclusion est établie par rapport aux essais de

caractérisation réalisés sur le CLT. Ensuite, nous établissons une comparaison entre les modèles appliqués et nous concluons quel modèle semble le plus adéquat et se rapproche au mieux de la réalité. Finalement nous développons l'intérêt que peut avoir ou non l'application de ce travail dans des développements futurs.

Première partie

État de l'Art

Chapitre 1

Description de l'assemblage étudié

Le présent TFE s'inscrit dans la continuité des deux précédents qui ont été rédigés respectivement par Nora POELVOORDE[Poe15] et par Jean-Charles MISSON[Mis17]. Dans ce chapitre nous abordons et expliquons le but de ces travaux, le dispositif d'essai déjà réalisé avec les nouveaux appuis créés lors de notre TFE, ainsi que les conclusions que Nora et Jean-Charles en ont tirées.

1.1 Choix de l'assemblage étudié

Au vu du type particulier d'assemblage que nous étudions, les bois-bois, et selon le type d'assemblage sur lequel nous nous concentrons (l'embrèvement, voir section 1.2), et en fonction de la littérature à ce sujet et les méthodes actuelles théoriques de calculs d'efforts transitants dans le matériau, ainsi que les différentes ruptures pouvant survenir selon la sollicitation et le type de bois, une étude sur 2 angles différents est effectuée.

Tout d'abord, en fonction des normes de l'eurocode 5[NBN05] (Eurocode 5 concernant le calcul des structures en bois), nous nous sommes restreints à une plage d'angles définis se situant entre 30-50°. Dès lors, une étude des assemblages inclinés d'un angle de 40° est prévue.

Cependant au quotidien, étant donné les nouveaux design architecturaux et le développement de la technologie, nous ne pouvons pas restreindre l'inclinaison d'une charpente uniquement parce que l'inclinaison de l'assemblage utilisée est elle-même restreinte au niveau de l'angle. C'est pourquoi, l'étude d'un angle inférieur à 30° est intéressante même si nous n'avons pas d'appui théorique comme l'Eurocode 5 pour venir confronter les résultats obtenus.

C'est donc dans cette optique que nous allons analyser un assemblage particulier

(l'embrèvement) ayant 2 inclinaisons possibles et ce dans 2 types de bois différents (à commencer par l'essence même du bois qui diffère) : le bois massif dans un premier temps, avec du Douglas comme essence de bois. Dans un second temps, en cross laminated timber (CLT) réalisé avec de l'épicéa et du KAURAMIN 690/1690 comme adhésif.

Les 2 angles d'inclinaison de l'embrèvement analysés seront donc un angle de 40°, angle compris dans la plage définie dans l'Eurocode 5, et un angle de 25° inférieur à cette plage. Notre choix pour les angles d'inclinaison a donc été argumenté d'une part par l'Eurocode 5 afin de permettre une comparaison possible et nous permettre l'obtention d'un repère pour les différents calculs, et également par les travaux précédents réalisés par nos prédécesseurs (Nora et J-C) pour nous appuyer sur certaines de leurs conclusions et approfondir ce sujet d'étude.

1.2 Assemblage étudié

Tout d'abord, il est utile de rappeler ce qu'est un assemblage, et donc de définir celui-ci. En nous basant sur le dictionnaire LAROUSSE, voici ce qu'on peut trouver comme définition :

> « ***Assemblage ;*** Action d'assembler les éléments d'un tout ; montage ;
> *Technique :* Action, manière de réunir différentes pièces préalablement ajustées pour qu'elles forment un ensemble rigide ;
> résultat de cette action. » [Lar]

Un assemblage a pour but de transmettre les efforts des différentes pièces qui le constituent. Le résultat recherché est que l'effort au sein de la structure atteigne les fondations. Ayant un rôle important dans la stabilité des structures, il est primordial d'avoir une bonne compréhension des assemblages mis en œuvre. En plus des matériaux et du système structural mis en place.

Grâce à une perpétuelle étude de différents systèmes constructifs, il a été permis d'arriver à une très bonne compréhension des différents systèmes structuraux. De plus, une multitude de travaux de recherche ont eu pour but de caractériser les différents matériaux de construction, ceci a permis de connaître leurs comportements. Il est donc possible de prédire où la ruine du matériau va se produire lorsque celui-ci est soumis à un effort de compression/traction. Mais à coté de ça, il est impératif de connaître le comportement de la matière au sein des assemblages. Car ceux-ci, lient les différents éléments au sein du système constructif. Ce sont eux qui vont permettre la transmissions des efforts au sein du système.

Ce travail de recherche est ainsi fortement lié à un type d'assemblage. Il existe une multitude d'assemblages qui peuvent être regroupés en trois grandes familles d'assemblages ;

— **Assemblage traditionnel** ; ces assemblages travaillent principalement en compression ou par frottement. La plupart de ces assemblages ont besoin d'être usinés avec une précision relativement grande. Ceci pour s'assurer que la surface de contact des différentes pièces se comporte comme souhaité et qu'aucun effort parasite ne naisse dans l'assemblage. Dans cette famille d'assemblage, on peut retrouver par exemple les embrèvements, les tenons-mortaises, les trait de Jupiter (capablent de reprendre un effort de traction). [Ba14]

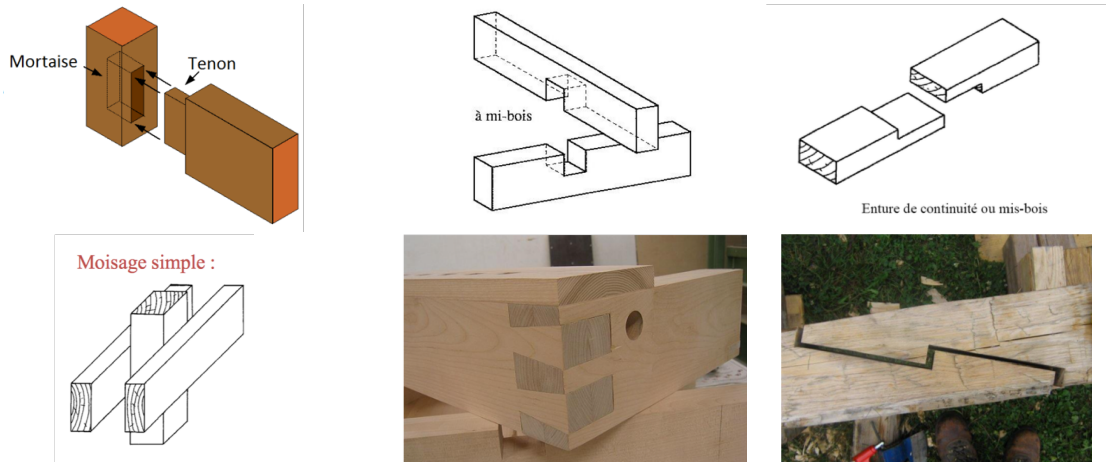


FIGURE 1.1 – Sur la première ligne nous avons : un tenon-mortaise, une entablure, une enture de continuité,
Sur la seconde nous avons : un moisage, une queue d'Arronde et un trait de Jupiter[Lat15b].

— **Assemblage mécanique** ; ces assemblages travaillent principalement en traction ou par cisaillement des connecteurs métalliques qui composent de tels assemblages. Comme connecteurs métalliques nous retrouvons : les clous, les vis, boulons, tirefonds, broches, ... mais aussi les plaques à clouer (connecteurs à pointes), des tôles minces ou autres sabots en tout genre. Un gros désavantage de ces connecteurs est la visibilité de ceux-ci sur les faces visibles des poutres. Ce désavantage n'a pas seulement un aspect esthétique mais également structural. La tenue au feu des éléments métalliques est moins bonne que les éléments en bois.

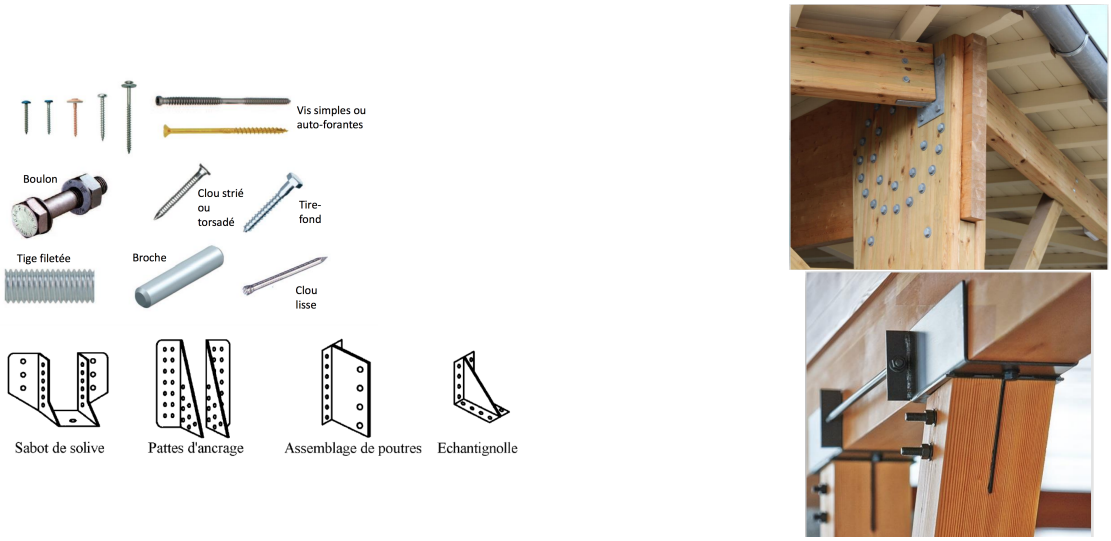


FIGURE 1.2 – Sur la première colonne nous avons différents types de connecteurs métalliques
Sur la seconde nous avons des exemples d'assemblages avec connecteurs métalliques [Lat15b].

— **Assemblage collé** ; ces assemblages travaillent principalement en cisaillement. Les efforts transitant dans ce genre d'assemblage se limitent uniquement à la surface de collage de l'assemblage. Ce type d'assemblage est principalement utilisé en tant qu'aboutage dans la réalisation d'éléments de grande longueur.



FIGURE 1.3 – Assemblage collé. [CM19].

1.2.1 Généralités sur les embrèvements

Un embrèvement est un assemblage qui vient de la famille des assemblages traditionnels (bois-bois). Il permet, comme les autres assemblages de cette famille, de transmettre un effort de compression entre deux pièces de bois inclinées l'une par rapport à l'autre, comme figuré sur la *Figure 1.4*.

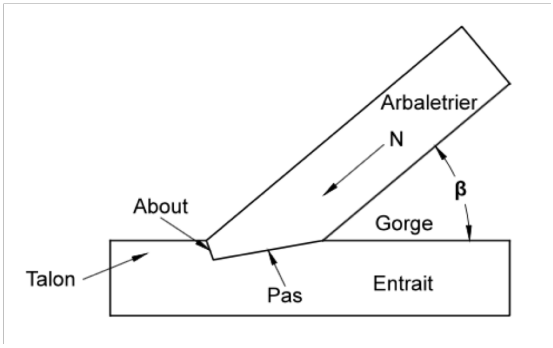


FIGURE 1.4 – Agencement d'un embrèvement simple.[Mis17].

Dans le cas d'un embrèvement, les différentes pièces à assembler sont : un arbalétrier et un entrait. Ces deux pièces sont ajustées selon une géométrie bien spécifique afin d'avoir une bonne surface de contact au niveau de la zone d'about et du pas. La manière de rigidifier ces deux pièces en un assemblage rigide est obtenue grâce à l'application d'un effort de compression qui maintient l'assemblage en une unité. Cet effort est appliqué sur l'arbalétrier qui lui-même est en compression.

Il existe plusieurs types d'embrèvements possibles comme cela peut être constaté sur la *Figure 1.5*. L'idée générale derrière ces trois variantes d'embrèvements reste la même, transmettre un effort (de compression) de l'arbalétrier à l'entrait. Cependant, chaque variante a ses avantages et inconvénients.
L'embrèvement simple est celui qui est le plus utilisé de part sa simplicité géométrique. Quand la zone d'avant bois, zone dans laquelle se situe le talon, est réduite (contrainte de conception), il est préférable d'utiliser un embrèvement arrière. Ceci diminue le phénomène de décrochage du talon. L'inconvénient de cette disposition résulte en une moins bonne résistance de l'assemblage. L'embrèvement double permet de concilier à la fois, une plus faible zone d'assemblage tout en gardant une grande performance. Le façonnage de cet assemblage est fort complexe et demande une grande précision aux niveaux des découpes.



FIGURE 1.5 – Embrèvement simple, arrière et double. [[Ass19]].

Cependant, dans quel cas utilisons-nous ce type d'assemblage et à quel niveau se situe t-il au sein même de la structure ?
Un tel assemblage est fréquemment utilisé pour la construction de charpentes traditionnelles. Comme représentée sur la *Figure 1.6*, on peut apercevoir une coupe de charpente d'habitation traditionnelle constituée de plusieurs arbalétriers, donnant l'inclinaison à la toiture, reposant sur un entrait.

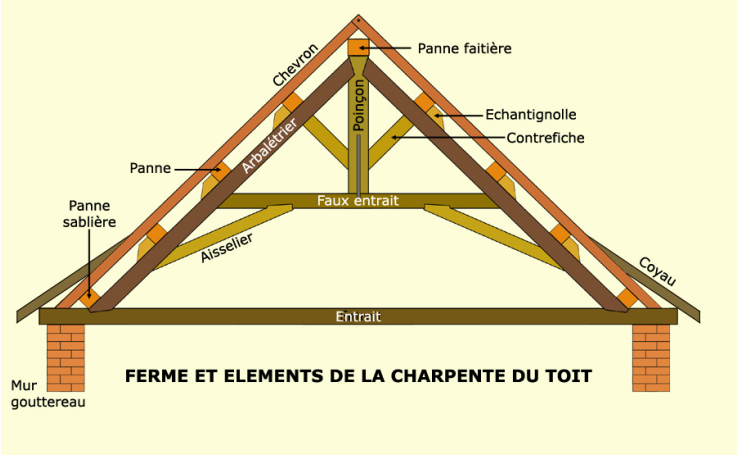


FIGURE 1.6 – Vue en coupe d'une charpente. [[crd19]].

Sur les *Figures 1.7 - 1.8* reprises ci-dessous, on peut entrevoir plus précisément un montage de charpente où dans un premier temps nous apercevons l'entrait sur lequel repose les différents éléments comme par exemple l'arbalétrier et le poinçon. Dans un second temps, nous retrouvons le sommet de la charpente où l'arbalétrier vient faire sa jonction avec le poinçon.

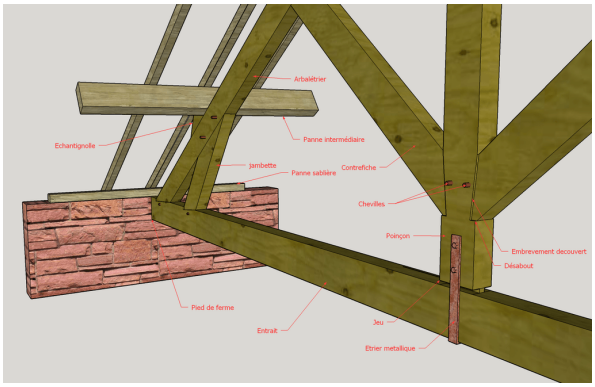


FIGURE 1.7 – Type d'utilisation d'un embrèvement en charpente. [Ass19].

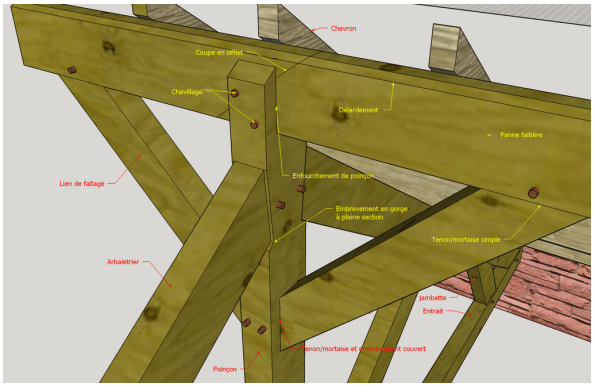


FIGURE 1.8 – Dessus de charpente. [Lef18].

1.2.2 Géométrie d'un embrèvement simple

Comme mentionné précédemment, un embrèvement est constitué de 2 types d'éléments : un entrait et un arbalétrier. Ces éléments sont caractérisés via différentes sections qui sont propres à chaque pièce.

Tout d'abord, d'un point de vue géométrie, l'entrait est caractérisé par une une épaisseur b et une hauteur h. Il a une particularité géométrique dû au fait que sur le dessus de sa section, il est creusé de manière à pourvoir accueillir une autre pièce qui viendrait donc épouser la forme creusée et permettre de former un ensemble uniforme. La prolongation de ce creux donne suite à ce que nous appelons plus communément le talon, qui lui est caractérisé par une hauteur t (profondeur de l'entrait).

En ce qui concerne l'arbalétrier, pièce qui vient épouser l'entrait, on peut dire que celui-ci représente la pièce négative. Celui-ci est biseauté et est conçue de manière à venir s'imbriquer dans l'entrait. Il est donc constitué de 2 bords inclinés que nous appelons le pas et l'about (voir *Figure 1.4*). La section de l'arbalétrier a une hauteur d et une épaisseur identiques à l'entrait, b.

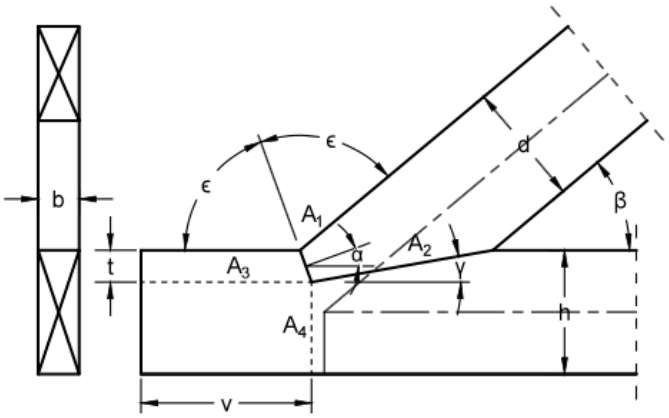


FIGURE 1.9 – Géométrie d'un embrèvement. [Mis17].

Où les angles suivants sont définis comme :

- β : angle formé entre l'entrait et l'arbalétrier.
- α : angle que forme la résultante des forces qui agit sur la surface de l'about avec l'axe des fibres neutres.
- ϵ : angle d'inclinaison de la surface d'about.
- γ : angle d'inclinaison de la surface du pas.

On peut également définir les surfaces représentées sur la figure 1.9 :

- **Surface d'about :**

$$A_1 = \frac{bt}{cos(\frac{\beta}{2})} \tag{1.1}$$

- **Surface de pas :**

$$A_2 = (\frac{d}{sin(\beta)} - t.tan(\frac{\beta}{2})) * \frac{b}{cos(\gamma)} \tag{1.2}$$

- **Surface de talon :**

$$A_3 = bv \tag{1.3}$$

- **Surface de l'entrait diminué :**

$$A_4 = b(h - t) \tag{1.4}$$

1.2.3 Assemblage à configuration similaire

Embrèvement à section pleine : L'embrèvement à section pleine est un type particulier d'assemblage, reprenant les mêmes caractéristiques qu'un embrèvement simple, si ce n'est que celui-ci est sollicité symétriquement sur 2 faces différentes. L'emploi de ce type d'assemblage se fait généralement quand le talon est insuffisant et lorsque la pente d'inclinaison est inférieure à 45%.



FIGURE 1.10 – Embrèvement en gorge pleine section. [Ass19].

Aisselier : L'aisselier est l'assemblage ayant le plus de points communs avec l'embrèvement. En effet, de par sa forme, sa fonction et son inclinaison, cet assemblage uniquement en compression, est le plus proche parent de l'embrèvement. L'aisselier est un élément incliné de charpente qui permet la connection entre 2 autres pièces de la charpente. Cette connection a pour principe de consolider et soutenir d'autres

éléments de la charpente. D'autre part, l'aisselier a aussi comme fonction de rigidifier une liaison en angle, et éviter un écartement entre éléments. On peut voir sur la figure 1.11 un type d'utilisation dans la vie de tous les jours.



FIGURE 1.11 – Exemple d'utilisation d'un aisselier en charpente. [Des].

1.3 Dispositif d'essai et appuis

Lors de la réalisation de ce mémoire et des précédents mémoires liés également aux embrèvements, un dispositif d'essai a été réalisé pour donner lieu à la partie expérimentale de ces travaux. En effet, il était nécessaire de concevoir un dispositif et un ensemble de pièces pouvant permettre l'application d'un effort de compression vertical (contrainte imposée suite aux différentes machines disponibles en laboratoire (LEMSC) ne permettant pas l'inclinaison d'un effort), sous différents angles.
Rappelons qu'en effet, une caractéristique importante d'un embrèvement c'est l'angle entre l'arbalétrier et l'entrait. Car dans le cas d'une charpente (cas d'utilisation de l'embrèvement), cet angle impose la pente de la toiture et donc la hauteur totale de l'édifice.
De plus, ce travail a été mené selon deux angles différents, un angle classique de 40° et un angle de 25°, dont ce dernier sort des recommandations de l'eurocode 5. Ces deux angles-ci, ont été choisis par nos prédécesseurs, et dans le cadre de la suite de leurs mémoires, nous avons décidé de garder ces deux angles afin de garder une certaine cohérence entre les travaux déjà réalisés. Néanmoins, un point non négligeable est le fait que le « Laboratoire d'Essais Mécanique, Structure et génie Civil » (LEMSC) possède, de par le mémoire de Nora Poelvoorde, un dispositif d'essai pour des embrèvements ayant un angle de 25° ou 40°. De plus, cela nous permet d'établir des comparaisons, ainsi que de limiter le nombre d'essais à réaliser sur le bois massif, étant donné que nous avons déjà une large gamme d'essais et de résultats à disposition (suite aux précédents travaux).

1.3.1 Dispositif de Nora Poelvoorde

Lors de son mémoire, Nora Poelvoorde a imaginé un dispositif d'essai pour les embrèvements permettant de tester les deux angles différents simplement en jouant sur des pièces (jouant le rôle d'appuis) différentes. Le dispositif est composé de deux plaques parallèles espacées d'une largeur suffisante par rapport à la largeur du bois s'insérant dans le dispositif (section 8/23). Ce qui permet à l'embrèvement (l'entrait) de venir s'insérer avec aisance entre les deux plaques de ce dispositif. De plus, cela facilite les différentes manipulations lors des essais. Deux séries de quatre trous, d'un diamètre de 20mm, ont été réalisés de part et d'autre du dispositif afin de fixer l'entrait avec un angle de 25° ou 40° par rapport à la verticale. Cette disposition permet un chargement vertical sur l'arbalétrier, ce qui simplifie le montage du vérin lors des essais.

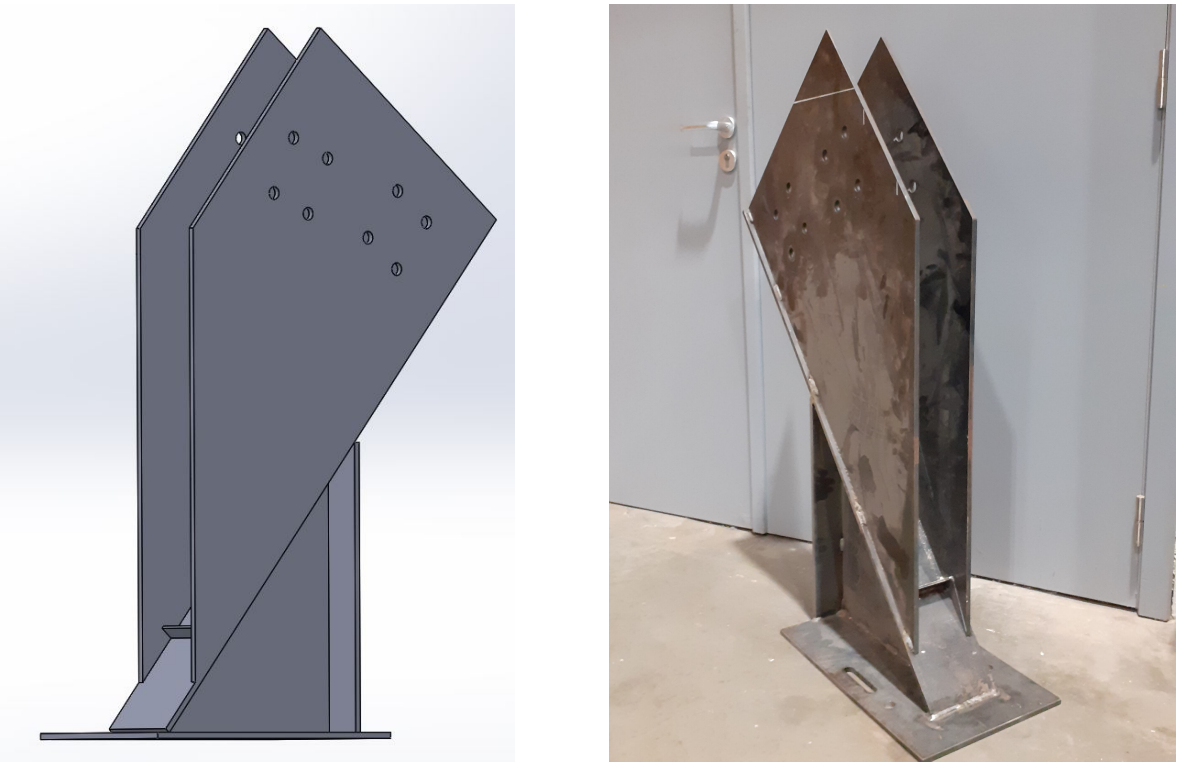


FIGURE 1.12 – Modélisation sur *SOLIDWORKS* (à gauche) & photo (à droite) du dispositif d'essai.

Ci-dessous le même dispositif d'essai, où une des deux plaques métalliques a été masquée, améliorant la visualisation de la disposition de l'entrait et de l'arbalétrier pour les deux angles différents. On peut voir à travers ceci comment viennent s'insérer les deux différentes pièces composants l'embrèvement, mais également quels espaces

ils occupent au sein même du dispositif selon l'angle.

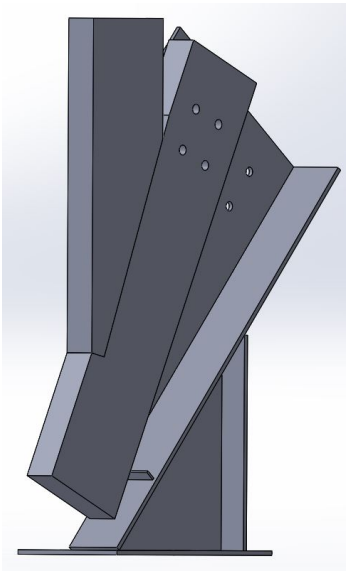


FIGURE 1.13 – Principe de montage pour un angle de 25°.

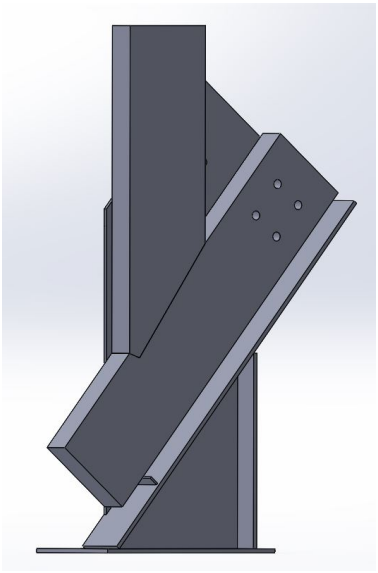


FIGURE 1.14 – Principe de montage pour un angle de 40°.

1.3.2 Réalisation de nouveaux appuis

Au moment de la réalisation des essais de Jean-Charles Misson, il s'est aperçu que les appuis déjà existants n'avaient pas les bonnes dimensions, ce qui venait fausser l'inclinaison donnée à l'embrèvement et également créer un effort parasitaire non souhaité dans celui-ci. Par manque de temps et de personnel, la solution de refaire des appuis n'était pas envisageable. Il a donc opté pour un système de fixation à même le bois. Pour cette raison et afin de tester un autre cas de chargement (lorsque les efforts sont concourants), nous avons décidé de créer ces différents appuis. Ci-dessous, nous expliquerons les différents appuis et leurs utilisations selon les angles de 25° et 40° avec les axes des différents efforts qui concourent en un même point, ou non. Quand nous parlons des efforts non concourants, la résultante de l'effort dû à l'appui se situe à 175[mm] de l'extrémité de l'entrait. Les plans des différentes pièces se trouvent dans l'annexe A. Pour permettre de différencier les différentes pièces, nous avons attribué à chaque pièce un nom unique reprit ci-dessous ainsi que sur les pièces en question (souvent au dos de celles-ci pour ne pas être sur la surface de contact entre la pièce et l'arbalétrier, ce qui effacerait cette marque).

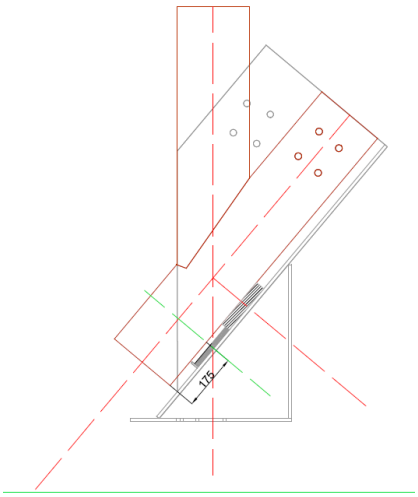


FIGURE 1.15 – Visualisation des 175[mm].

Angle de 25°, non concourant

Premièrement, pour l'angle de 25°, une pièce métallique en forme de « L », qui forme un angle de 15°. Ceci permet d'être parallèle à l'entrait. La *Figure 1.16* est la modélisation de cette pièce faite sur *SOLIDWORKS*. Cette pièce porte le nom de *TFE-ARB/ENT-25°-001*.

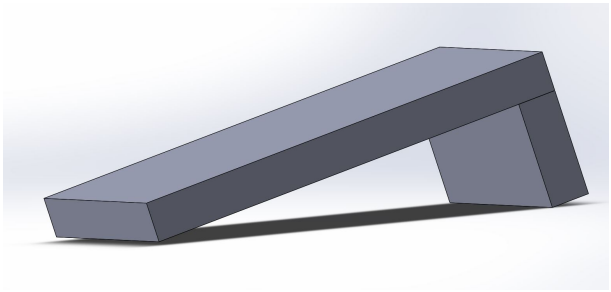


FIGURE 1.16 – Modélisation.

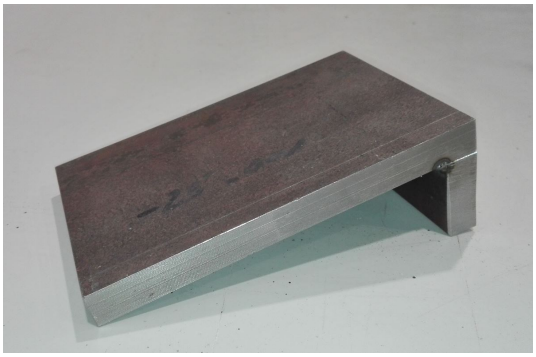


FIGURE 1.17 – *TFE-ARB/ENT-25°-001*.

La seconde pièce réalisée permet le contact direct entre le « L » et l'entrait. Les dimensions de cette pièce sont telles qu'avec les dimensions de l'entrait utilisé par Nora & Jean-Charles, la résultante de l'appui se fait à 175[mm] du bord de l'entrait. Ci-dessous, un aperçu de la pièce (*TFE-ARB/ENT-25°-002*).



FIGURE 1.18 – Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-25°-002*.

Sur la *Figure 1.19*, nous avons représenté la disposition des différentes pièces au sein du dispositif d'essai dans le cas d'un angle de 25° pour un effort non concourant. Pour cet essai, nous nécessitons la mise en place des deux pièces suivantes : *TFE-ARB/ENT-25°-001* et *TFE-ARB/ENT-25°-002*.

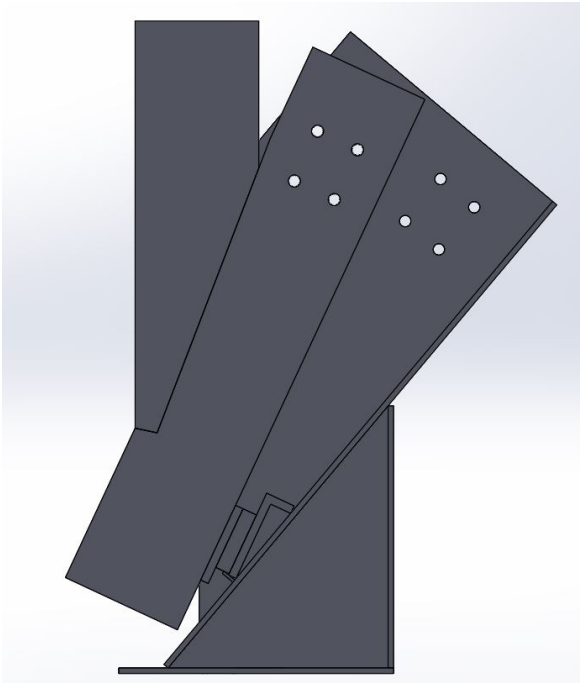


FIGURE 1.19 – Emplacement des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 25° avec efforts non-concourants.

Angle de 25°, avec effort concourant

Dans le cas d'un chargement où l'effort est concourant, nous nous sommes aperçus que l'appui devait se situer plus loin du bord de l'entrait, ce qui nous donne une distance supérieure au 175 mm, et donc la nécessité d'un nouvel appui qui permet à la fois le contact avec le dispositif d'essai et l'entrait, mais également un tracé d'efforts concourants. Nous visualisons très bien ce tracé sur le *schéma 1.20*. Sur ce schéma se trouve l'arbalétrier et l'entrait (en brun), le dispositif d'essai (en gris), la *TFE-ARB/ENT-25°-001* (en gris), la résultante des efforts (en pointillé rouge) et la pièce en question (en rose). Cette pièce porte le nom de *TFE-ARB/ENT-25°-003*.

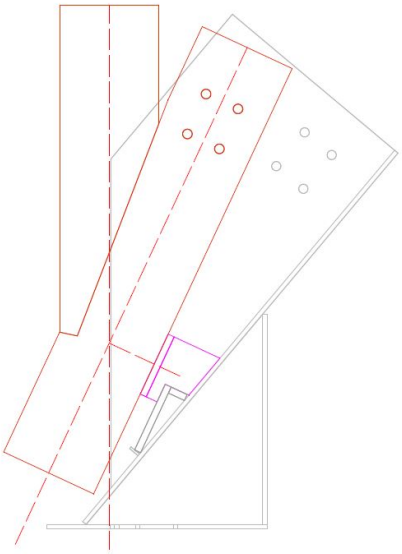


FIGURE 1.20 – Tracés des efforts concourants.

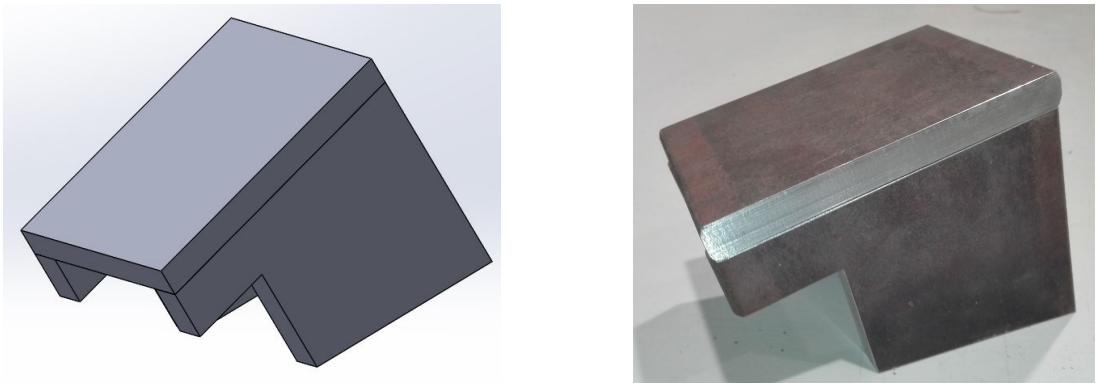


FIGURE 1.21 – Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-25°-003*.

Dans ce cas-ci, nous sommes toujours avec un angle de 25°, si ce n'est que nous avons des efforts concourants. L'agencement au sein du dispositif d'essai reste similaire comme indiqué sur la *Figure 1.22*. Cependant pour respecter toutes les conditions, nous avons procédé à un changement d'appui avec l'appui : *TFE-ARB/ENT-25°-003*.

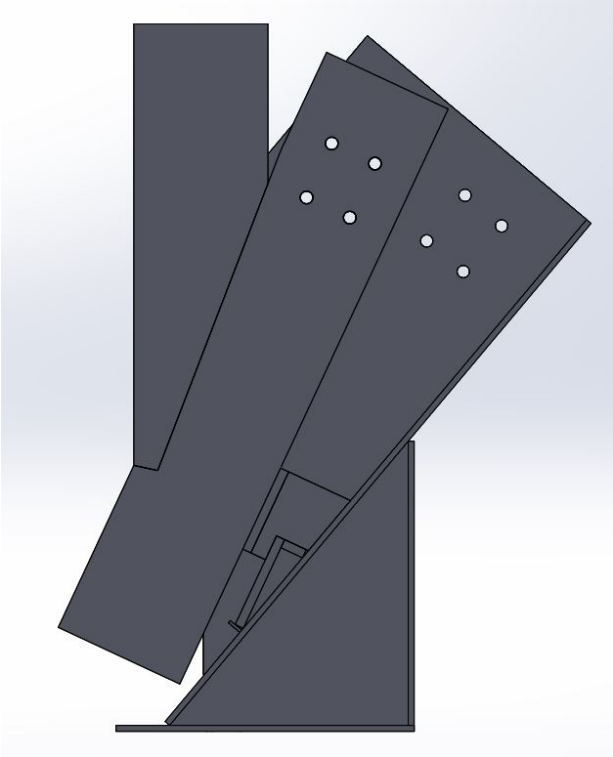


FIGURE 1.22 – Emplacements des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 25° avec efforts concourants.

Angle de 40°, non concourant

Pour ce dispositif d'essai, il a fallu faire une pièce d'épaisseur constante qui sert d'appui à la poutre. Aucune pièce de calage n'est nécessaire pour cette disposition, car le dispositif d'essai comporte une pièce de calage au bon niveau (*TFE-ARB/ENT-40°-001*).

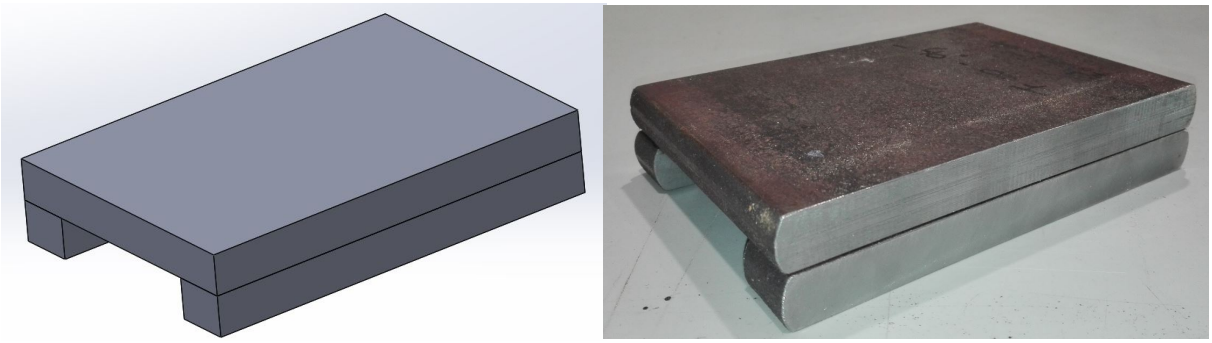


FIGURE 1.23 – Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-40°-001*.

Comme précédemment, sur la *Figure 1.24*, nous retrouvons l'agencement des différents appuis disposés au sein du dispositif d'essai. Comme cité ci-dessus, dans ce cas-ci nous n'aurons l'utilité que d'une seule pièce (*TFE-ARB/ENT-40°-001*).

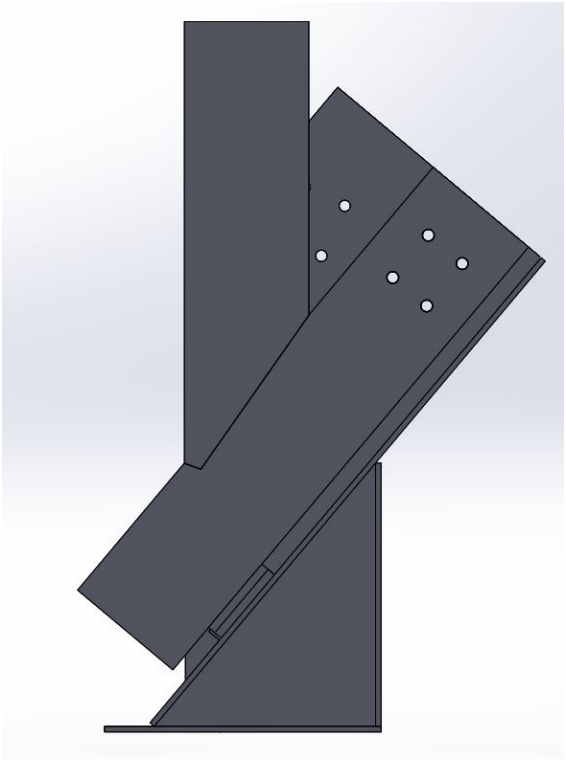


FIGURE 1.24 – Emplacement des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 40° efforts non-concourants.

Angle de 40°, concourant

Enfin, pour ce qui est des efforts concourants avec l'angle de 40°, seul l'obtention d'une plaque coupée à bonne longueur pour servir de pièce de calage (*TFE-ARB/ENT-40°-002*) était nécessaire.

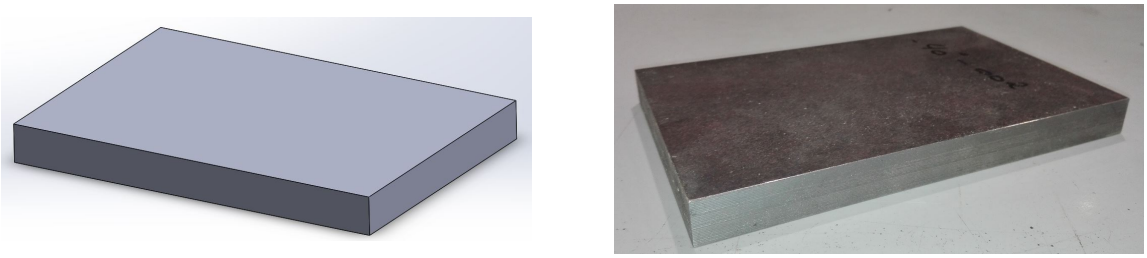


FIGURE 1.25 – Modélisation (à gauche) & photo (à droite) de la pièce *TFE-ARB/ENT-40°-002*.

Sur la *Figure 1.26*, on observe la disposition des différentes pièces au sein du dispositif d'essai. Pour cet essai, il y a besoin des deux pièces suivantes ; *TFE-ARB/ENT-40°-001* et *TFE-ARB/ENT-40°-002*.

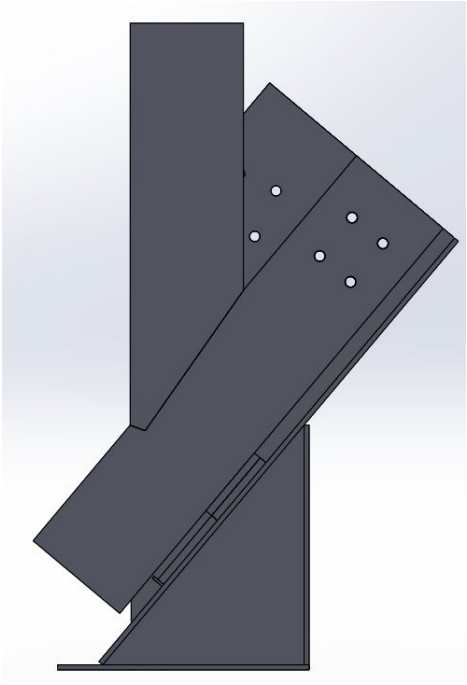


FIGURE 1.26 – Emplacements des différentes pièces au sein du dispositif d'essai pour un angle de 40° efforts concourants.

1.4 Caractéristiques du Douglas

Comme chaque bois a des propriétés mécaniques et physiques qui changent d'une essence à une autre, il est essentiel de décrire l'essence utilisée ainsi que ses propriétés. Cela nous permettra de mieux interpréter les résultats. Le tableau (ci-dessous) reprend différentes caractéristiques du Douglas, notamment l'aspect visuel (permettant le classement visuel), ainsi que les propriétés mécaniques et physiques permettant le classement mécanique.

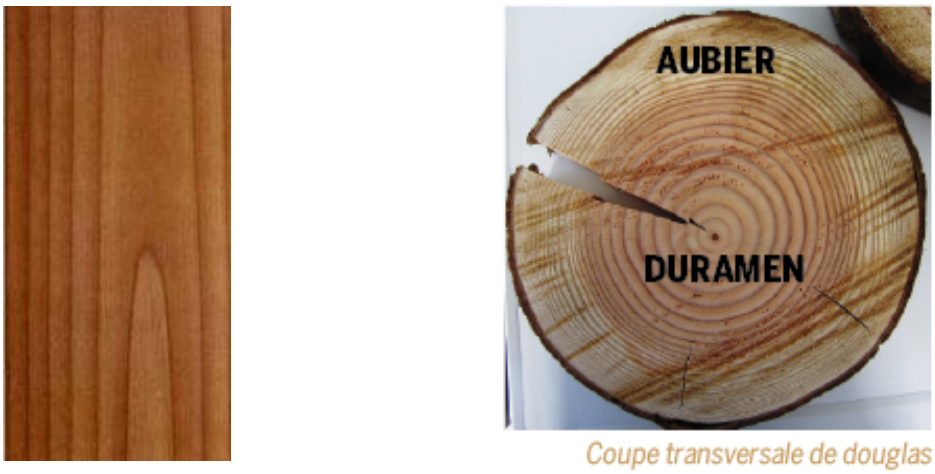


FIGURE 1.27 – Coupe tangentielle (à gauche) [dL19] & coupe transversale (à droite)[via19] *Douglas*.

Bien qu'il ait une croissance rapide, le Douglas a une densité (500 kg/m^3 en moyenne) supérieure à celle des sapins et des épicéas. Il est le seul résineux courant qui associe forte largeur de cernes et excellentes caractéristiques mécaniques (compression, traction, flexion). Elles sont, en moyenne, meilleures que celles des sapins et épicéas. Comparativement au Centre de développement agroforestier de Chimay asbl Orientation sylvicole : propriétés, défauts, usages du Douglas autres résineux, le bois de Douglas présente l'avantage de perdre peu en densité lorsque la largeur des cernes augmente, ce qui permet une conduite assez intensive des peuplements, sans porter préjudice à la qualité du bois [cda19].

Moyennement résilient, le Douglas présente certaines difficultés pour le rabotage et les finitions. Étant donné la présence de gros nœuds et l'hétérogénéité des cernes, le sciage et le déroulage nécessitent un bon réglage des matériels. Son séchage est délicat car il peut provoquer des fentes de cœur, néfastes au déroulage de qualité. Très dur après séchage, il devient assez fissile [cda19].

Aspect visuel	**Couleur**	• Aubier : Blanc jaunâtre à brun pâle • Duramen : rose saumon à brun rougeâtre
	Cernes de croissance	• Très visible
	Grain	• Moyen à grossier
	Fil	• Droit
Propriétés physiques	**Particularités**	• Flammes sur dosse. Canaux résinifères assez fins et peu nombreux. Noeuds adhèrents assez gros.
	Masse volumique moy. à 12% d'humidité$[kg/m^2]$	• 550
	Dureté parallèle aux fibres $[N/mm^2]$	• 44
	Dureté perpendiculaire aux fibres $[N/mm^2]$	• 18
	Retraits humidité relative(air) de 90 à 60%	• Radial : 1.2 ; Tangentiel : 1.9
	Retraits humidité relative(air) de 60 à 30%	• Radial : 0.8 ; Tangentiel : 1.3
	Stabilité dimensionnelle	• Moyenne
Propriétés mécaniques	**Module d'élasticité** $[GPa]$	• 12
	Résistance moy. flexion $[MPa]$	• 85
	Résistance moy. compression $[MPa]$	• 55
	Résistance moy. traction $[MPa]$	• 95
	Cisaillement $[MPa]$	• 9

TABLE 1.1 – Caractéristique du Bois.

Les défauts principaux du Douglas qui nous concernent sont :

- Fente de coeur : les cernes hétérogènes ont pour conséquences des retraits et séchage délicat.

- Poches de résine : Canaux résinifères localisés, difficultés pour le rabotage et les finitions.

- Bois juvénile : bois des 20 premières cernes dû à une sylviculture intensive.

Le Douglas est un matériau qui se travaille bien et se prête à des utilisations aussi diverses qu'inattendues. Principal bois de construction utilisé dans le monde pour ses qualités mécaniques et esthétiques. Si, dans le domaine architectural, il permet d'imaginer toutes sortes de structures, dans le domaine de la menuiserie, de l'ameublement ou de l'agencement intérieur, ses qualités esthétiques offrent de nombreuses applications. De plus, elles peuvent être destinées à de multiples usages. Les plus belles billes sont réservées pour la fabrication de panneaux contreplaqués et de feuillets de placages.[cda19]

Grâce à ses fortes sections, grandes longueurs et nombreuses finitions, le Douglas est le bois idéal pour les charpentes traditionnelles (préférence pour le Douglas aux autres essences chaque fois qu'il existe un risque d'invasion par le capricorne des maisons) ; mais il est aussi largement utilisé en petites sections, notamment pour les murs à ossature bois. En outre, il est utilisé pour la construction par empilage de bois ronds ou madriers. [cda19].

Usage		
Bois d'oeuvre	**Sciage**	• Constructions extérieure et intérieure : charpente, ossature bois, bardage, parquet, meubles
	Tranchage	• Grumes de qualité supérieure à cernes minces : feuillet de placage décoratif, lamellé-collé
	Déroulage	• Grumes de qualité supérieure à cernes régulières, contreplaqués utilitaires et décoratifs, caisserie
	Autres	• Contruction navale, ouvrages de genié civil, ouvrages hydrauliques ou portuaires, silos, wagons de chemins de fer, ponts, traverses de chemin de fer

TABLE 1.2 – Usage du Douglas[Hou18].

Chapitre 2

État de l'art CLT

Pour permettre une meilleure compréhension de l'utilisation de ce matériau dans le cadre de ce travail, un état de l'art est réalisé. Dans ce chapitre, on introduit le matériau bois lamellé-croisé (CLT). Le contexte lié à ce matériau, sa définition et son historique sont tout d'abord abordés. Ensuite, on aborde les raisons de l'utilisation du CLT dans le monde de la construction tout en répertoriant ses atouts. Enfin, le chapitre se termine sur une explication de la composition du CLT et les propriétés de ses composants.

2.1 Historique

L'origine du bois lamellé-croisé aussi connu sous le nom CLT [1] provient de l'Autriche et de l'Allemagne dans le courant des années 90. Depuis sa conception, le CLT ne cesse de gagner en popularité. C'est un matériau qui a fait ses preuves dans de nombreuses régions du globe, notamment en Europe où de nombreux producteurs y sont présentement actifs[GPF11]. Au début de sa création, le CLT a connu une progression assez lente. Néanmoins, dans les années 2000, un intérêt majeur se fait ressentir pour les constructions en CLT. Cela est notamment dû à l'engouement pour les bâtiments écologiques, mais aussi de par leur remarquable efficacité.

Cet essor particulier de l'utilisation du CLT dans le monde de la construction en Europe s'explique grâce aux témoignages d'imposants édifices. Ses qualités ont fait de lui un matériau incontournable. En effet, sa maniabilité et sa haute performance en terme de préfabrication qui permettent l'érection d'une structure en un temps record ne sont que deux avantages parmi d'autres.

Bien que le CLT soit bien connu en Europe, il est en pleine voie d'expansion en Amérique du Nord. Beaucoup d'entreprises de bois nord-américaines y voient un

1. CLT : Cross Laminated Timber.

marché fleurissant. Ce matériau a donc encore de beaux jours devant lui au sein de la construction. En Europe, l'utilisation du CLT fait fureur dans la construction résidentielle et la construction non résidentielle de bâtiments multi-étagés de plus de 4 étages. A ce jour, le bâtiment le plus élevé réalisé presque dans son entiéreté en CLT est l'immeuble Stathaus de Londres (repris à la figure 2.1), plus communément connu sous le nom de Timber Tower avec 9 étages dont 8 étages en bois reposant sur une plate-forme en béton[Cec19].





FIGURE 2.1 – L'immeuble Stadthaus ; vue de l'intérieur (à gauche) et vue de l'extérieur (à droite)[Sta19b].

2.2 Définition et explication du cross laminated timber (CLT)

Le CLT est une abréviation reprise de l'anglais qui signifie « *Cross Laminated Timber* ».

Cependant, comme le BLC, le Bois Lamellé Croisé (CLT) est un produit de bois retravaillé. Les deux se composent de lamelles de bois collées, mais l'orientation des fibres des différentes lamelles n'est pas la même dans les deux cas. Le but recherché derrière le CLT est de former un panneau fait à base de planches de bois (et non de copeaux comme l'OSB, qui vient de l'anglais : *« Oriented Strand Board »* peut se traduire en français par *panneau à lamelles minces orientées*). Tandis que le BLC recherche à faire une poutre de plus grande dimmension de ce que le permet le bois

massif. La différence entre les deux est représentée à la *Figure 2.2.*



FIGURE 2.2 – Un panneau de CLT [rac17] (à gauche) et une poutre en BLC (à droite)[Arc19b].

Le bois lamellé-croisé est usiné sous la forme de panneau. Les panneaux de CLT sont constitués de plusieurs couches (aussi nommées plis dans le cas d'un matériau composite) empilées les unes sur les autres de façon orthogonale (habituellement avec une inclinaison de 90°). Ces différentes couches sont collées les unes aux autres de manière à former un panneau uniforme. Une couche est constituée d'une série de planches agencées les unes à côté des autres. Ces planches au sein d'une même couche peuvent être agencées de différentes manières [2] (représentées sur la figure 2.3) :

- Les planches se touchent mais ne sont pas collées.
- Les planches sont collées entre elles.
- Les planches sont espacées les unes des autres (présence d'un "joint" de planche).

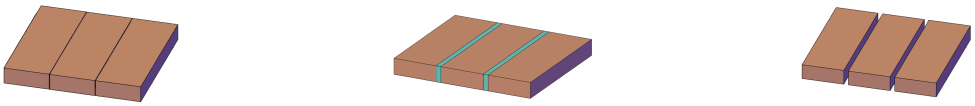


FIGURE 2.3 – Les planches sont jointives mais non collées (à gauche). Les planches sont collées (au milieux). Les planches sont espacées (à droite).

Comme représenté sur la figure 2.4, un panneau de CLT doit au moins comporter trois couches superposées [3]. De plus, en fonction de l'utilisation et du type de

2. Chaque entreprise a sa propre conception du CLT. La conception du panneau se différencie au sein d'une couche par le positionnement des planches, comme on peut le voir dans plusieurs cas [Sto15] [bin19] [San] [Sta19a].

3. Le cas échéant il n'y a plus de symétrie.

sollicitation du CLT, des configurations particulières peuvent être réalisées. Des couches consécutives sont alors placées dans la même direction, ce qui crée une double strate et fournit des capacités structurales précises[GPF11]. Enfin, les couches sont généralement composées de trois à sept planches (lamelles), voire plus. L'épaisseur de ces planches varie généralement de 10[mm] à 50[mm]. Leurs largeurs vont de 60[mm] à 240[mm]. Pour obtenir la longueur souhaitée, les planches sont assemblées par aboutage [4] à enture multiples et liées par un adhésif. Les largeurs traditionnelles de panneaux sont de l'ordre de 0.6[m], 1.2[m] et 3[m] (allant jusqu'à 5[m]) pour une longueur maximale de 18[m] et une épaisseur de 400[mm]. Les panneaux de CLT sont disposés de manière à ce que le fil du bois des couches extérieures soit parallèle à l'effort appliqué, de manière à optimiser la résistance du mur/planchers/plafonds. Le CLT est constitué à plus de 99% de bois et moins d'1% de colle, on peut donc dire que c'est un matériau monolithique.

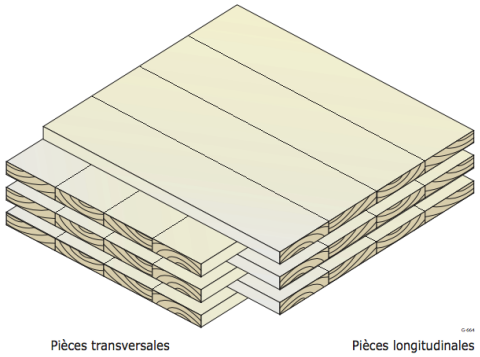


FIGURE 2.4 – Coupe transversale du CLT [GPF11].

2.3 Matériau composite

Dans l'ensemble, le terme composite est défini comme un matériau composé de deux ou plusieurs parties "différentes". Dans le cadre de ce travail, nous interprétons le terme composite comme étant un matériau constitué de l'assemblage de minimum deux matériaux aux propriétés différentes [5], se complétant et augmentant ainsi certaines (ou la totalité) de ses performances en comparaison du matériau de base.

4. L'aboutage consiste en une technique d'assemblage de pièces de bois dans le sens de la longueur : bout à bout. Le joint d'assemblage entre les deux pièces est donc perpendiculaire par rapport au fil du bois[Le 19].

5. Étant donné que le bois est un matériau anisotrope, nous considérons que le fait de venir poser une couche perpendiculairement à l'autre est signe de propriétés différentes. De plus, l'ajout de l'adhésif entre chaque couche valide le terme de composite pour le CLT.

2.4 Intérêt du CLT dans le monde de la construction

Le CLT confère une stabilité dimensionnelle accrue, un renforcement relativement élevé sur plan et hors plan, ainsi que des propriétés de rigidité dans les deux directions (ce qui lui permet une capacité bi-directionnelle similaire aux dalles de béton armé)[GPF11].
La réalisation de construction en CLT allie toutes les qualités connues à ce jour des constructions, comme par exemple la protection contre les incendies, la solidité de construction, l'insonorisation et la stabilité, tout cela lié aux atouts écologiques de cette matière première durable. Ces nombreux avantages[Bin] dans la construction sont :

- Un gain d'espace.
- Un bilan énergétique positif.
- Une haute préfabrication.
- Un flux de température réduit.
- Un confort de l'habitat.
- Un court délais de construction.

Les panneaux CLT peuvent avoir des usages variés d'un point de vue structurale tels que :

- Mur.
- Plancher.
- Toiture.

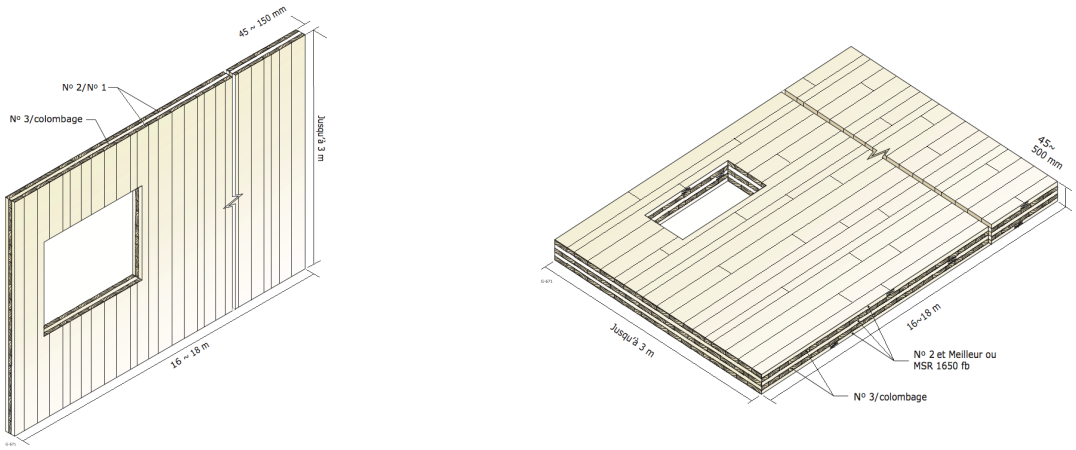


FIGURE 2.5 – Représentation d'un mur en CLT à gauche et d'un plancher/toiture à gauche [GPF11].

2.5 Type de colle utilisée dans la poutre en CLT

Pour parvenir à assembler tous ces éléments de bois d'épicéa ensemble de manière à former un matériau stratifié, les créateurs du CLT ont recourt à un système de résine KAURAMIN 690 (liquide)/ durcisseur 1690 (liquide) qui constitue un mélange adhésif utilisé dans la fabrication industrielle à froid de structures portantes en bois[KR07]. Cet adhésif répond aux critères d'exigences de la norme NBN EN 301.

Ce système KAURAMIN 690/1690 de 2 composants est une résine mélamine-urée-formaldéhyde (MUF) avec comme caractéristiques générales [6] :

Caractéristiques	**Unités**	**Résine 690 liquide**	**Durcisseur 1690 liquide**
État physique, couleur	–	liquide couleur crème	liquide blanc
Teneur en extrait sec	%	≃68.5%	≃38%
Viscosité Brookfield @ 25 °C	$[MPa.s]$	2.000-4.000	2.500-4.500
Masse volumique @ 25 °C	$[\frac{kg}{m^3}]$	≃1.37	≃1.06
pH	-	9-10.5	1-2

Table 2.1 – Caractéristiques de l'adhésif KAURAMIN 690/1690.

De plus, en analysant de plus près la résine utilisée pour déterminer ses caractéristiques physiques, nous constatons que la colle est une solution aqueuse à base d'un condensat de mélamine-urée-formol utilisée dans les charpentes en bois lamellé-collé (Voir annexe colle).

Les résines mélamine-formol (MF) ou mélamine-formaldéhyde désignent un polymère de condensation[bs19]. Ce type de résine fait partie de la famille des plastiques thermodurcissables[Wik19b]. Les caractéristiques mécaniques[Ber] de ces résines sont :

- Masse volumique 1200 kg/m^3
- Module d'élasticité en flexion 3 GPa
- Contrainte à la rupture en traction 40MPa
- Allongement à la rupture en traction 2.5%

6. Fiche technique à l'annexeH.

- Contrainte à la rupture en flexion 90MPa
- Résistance à la compression 250MPa
- Température de fléchissement sous charge 120°C

Parmi les avantages et inconvénients nous citerons :

Avantages	**Inconvénients**
• Une bonne tenue à la chaleur et au fluage • Excellente stabilité dimensionnelle • Un faible retrait • Une bonne résistance aux agents chimiques • De bonnes caractéristiques mécaniques • Un faible coût	• Les couleurs foncées des résines • Une mise en oeuvre sous pression, donc à faibles cadences • Une non-adaptation à des utilisations alimentaires

TABLE 2.2 – Caractéristiques mécaniques de la résine KAURAMIN 690/1690.

Attention, il est important de mentionner le procédé d'utilisation. En effet, il existe deux utilisations possibles pour ce type de produit. Soit un système d'encollage nécessitant une application séparée des deux éléments de l'adhésif. Soit une application mélangée. Dans notre cas nous prendrons en compte le système d'application séparée étant donné que c'est de cette manière que procède Stabilame pour réaliser ses panneaux en CLT. Nous avons donc une application du durcisseur par cordons et la colle, elle, s'applique également à l'aide de cordons. Tout cela se fait à l'aide d'une encolleuse fabriquée spécifiquement pour cette utilisation. La proportion résine/durcisseur est de l'ordre de 100 à 90. Cette proportion reste certifiée dans la plage 100+15 à 100+100. Pour ce qui concerne les conditions de mise en oeuvre (temps d'encollage, la durée de serrage,...), la gestion de la qualité de procédé, les produits qui composent le CLT ; les annexes peuvent être consultées.

2.5.1 Type de bois utilisé dans le CLT et ses caractéristiques : Épicéa

Le type de bois choisi est l'épicéa, non par hasard. En effet, le choix s'est porté sur ce dernier pour deux raisons majeures, qui concernent directement l'application de colle (et son type) sur le bois :

Premièrement, l'application de la colle se fait sur des lamelles imprégnées. Ces lamelles de bois sont d'abord traitées avec du Wolmanit CX8. Ce produit est un traitement préventif contre les risques biologiques comme la plupart des champignons et des insectes. Suite à ce produit de protection, une restriction se fait quant au choix de l'essence de bois pour faire du cross laminated timber. En effet, les différentes essences de bois traitées qui peuvent être collées sont : l'épicéa, le pin et le sapin.

Deuxièmement, toujours par rapport aux caractéristiques de la colle, nous avons également restreint le choix des essences de bois pour les éléments collés qui subissent une charge statique selon la norme EN 14080 :2013. Ces essences de bois sont :

- L'épicéa.
- Le Sapin.
- Le Pin.
- Le Douglas.
- Le Mélèze.
- Le Mélèze de sibérie.

L'épicéa est un bois qui fait partie de la famille des Pinacées, qui elle-même fait partie de la classe des résineux. Sa hauteur avoisine généralement les 35-40m, tout en ayant une base de tronc de l'ordre du 1.5m. Cet arbre peut se développer sur une multitude de sols différents et à différentes altitudes.

Les résineux ont comme caractéristique principale une résistance accrue lorsque les cernes annuelles sont les plus proches possibles (au contraire des feuillus). De plus, les résineux comportent des zones plus "tendres" et des zones "dures". Cela provient de la composition des résineux : ils possèdent ce qui peut être appelé du bois blanc (zone plus tendre) et des veines rougeâtres où le bois serait plus dur.

La distinction des différentes zones n'est pas aisée chez l'épicéa. L'aubier et le bois de coeur peuvent se confondre. Les couches annuelles sont faciles à déterminer. Les différentes propriétés mécaniques et physiques du bois sont reprises dans la table 2.3 :





FIGURE 2.6 – Coupe tangentielle (à gauche)[hoe19] & coupe transversal (à droite)[Arc19a] *Epicéa.*

UTILISATIONS

Charpente lourde	Charpente légère
Ossature	Poteaux
Lamellé-collé	Lambris
Menuiserie intérieure	Moulure
Panneaux de fibre ou de particules	Face ou contreface de contreplaqué
Pâte à papier	Emballage-caisserie
Instruments à corde (table d'harmonie)	Construction navale (mât)
Bardeaux	

FIGURE 2.7 – Usage de l'epicea.

Aspect visuel	**Couleur**	• Aubier et duramen non différenciés. Blanc crème à blanc jaunâtre très pâle lustré.
	Cernes de croissance	• Visibles
	Grain	• Fin et uniforme
	Fil	• Très droit
Propriétés physiques	**Particularités**	• Flammes sur dosse. Odeur de résine
	Masse volumique moy. à 12% d'humidité$[kg/m^2]$	• 450
	Dureté parallèle aux fibres $[N/mm^2]$	• 31
	Dureté perpendiculaire aux fibres $[N/mm^2]$	• 13
	Retraits humidité relative(air) de 90 à 60%	• Radial : 0.9 ; • Tangentiel : 2.0
	Retraits humidité relative(air) de 60 à 30%	• Radial : 0.8 ; • Tangentiel : 1.5
	Stabilité dimensionnelle	• Moyenne
Propriétés mécaniques	**Module d'élasticité** $[GPa]$	• 11
	Résistance moy. flexion $[MPa]$	• 71
	Résistance moy. compression $[MPa]$	• 45
	Résistance moy. traction $[MPa]$	• 85
	Cisaillement $[MPa]$	• 6.5

TABLE 2.3 – Caractéristique de l'épicéa[Hou18].

Deuxième partie

Modèles et outils théoriques

Chapitre 3

Statique graphique

La statique graphique est une méthode destinée, entre autre, à l'analyse statique des efforts axiaux présents dans les membres d'un système réticulé en équilibre. La statique graphique a effectué ses premiers pas via l'étude de compositions des forces de Leonard de Vinci. Cependant, la méthode a connu une réelle avancée suite aux travaux réalisés par Stevin, Newton et Varignon. Par la suite, dans le courant du XIX^{ème} siècle, la statique graphique prend une autre dimension grâce à Maxwell [Max64] avec sa définition des figures réciproques, à Cremona [Cre69] pour sa démonstration de l'analyse graphique appliquée à un treillis et enfin Culmann [1][Cul66] qui a permis l'exploitation de la méthode de la statique graphique dans l'analyse de systèmes. En effet, Culmann a développé les méthodes graphiques utilisées encore à ce jour, mais a également solutionné une multitude de problèmes structuraux [AZ09] grâce à celle-ci.
C'est au XX^{ème} siècle que la statique graphique prend une grande envergure dans la conception et la vérification structurale de construction. Cette influence est notamment due à des ingénieurs tels que R.Maillart[Zas08] et M.Koechlin [2]. Néanmoins, l'avènement de l'ordinateur a considérablement diminué l'utilisation de la statique graphique[BJF15] malgré son atout majeur visuel qui offrait une conception critique et raisonnée dès les premières étapes de l'analyse structurale.

Fondé sur le principe de diagrammes de forces, la statique graphique définit un équilibre structural par :

- Un diagramme des forces qui répertorie l'équilibre des noeuds (en translation) et la magnitude des efforts appliqués.

- Un diagramme de situation qui modélise l'équilibre de rotation des noeuds et des lignes d'action de chaque effort. Au travers de l'élément sont représentés

1. Culmann est perçu comme le père de la statique graphique.
2. M.Koechlin était un des co-designer de la tour Eiffel.

les connexions et la position des barres, ainsi que des efforts externes.

La direction des efforts au travers des barres est similaire à la direction des barres du fait que les noeuds sont réalisés dans le but d'avoir le même rôle qu'une articulation. Un parallélisme peut donc être fait entre les segments des deux diagrammes. Ceci aboutit à la définition d'une des deux règles de la réciprocité entre les diagrammes. La seconde règle associe l'équilibre statique sur chaque noeud du diagramme de situation à un polygone de forces fermé dans son diagramme réciproque. Les équilibres rotationnel et translationnel sont assurés grâce à la réciprocité. Ce principe de réciprocité entre les deux situations est représenté par un exemple [3] sur la figure 3.1.

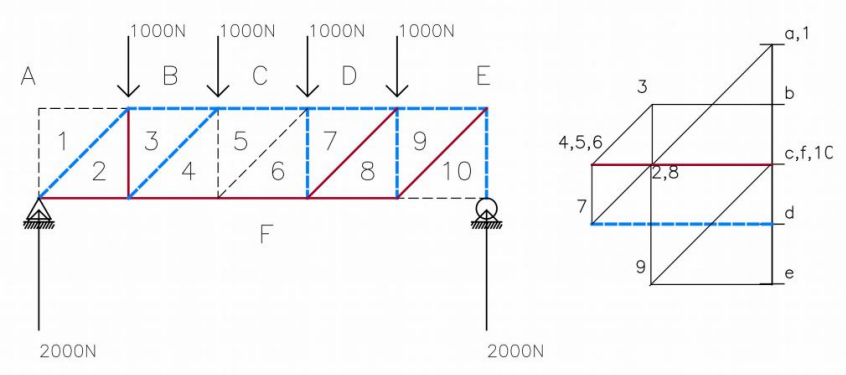


FIGURE 3.1 – Réciprocité des diagrammes de situation et des forces.

Cette méthode graphique permet tout aussi bien une analyse des répartitions d'efforts au sein d'un treillis (ou d'un caténaire), qu'une analyse du transfert d'efforts au travers d'une structure. La figure [4] 3.2 schématise le passage du diagramme de situation au diagramme des forces (Passage permis dû à la réciprocité). Sur cette figure on peut y retrouver le séquencement des étapes du passage d'un diagramme à l'autre :

- Premièrement, la structure est mise en charge par l'application de 4 forces extérieures.Étant donné que la structure est à l'équilibre, il est nécessaire que chaque noeud soit à l'équilibre. C'est-à-dire que suivant le principe fondamental de la statique graphique, la somme des efforts appliqués sur chaque noeud est nulle.
- Vectoriellement cela traduit une représentation du noeud par un polygone fermé dont chaque côté correspond à une des forces appliquées au noeud.
- L'étape 3 s'effectue grâce à une correspondance des efforts présents de part et d'autre de la barre. Les efforts doivent être similaires puisque les barres reprennent uniquement des efforts uni-axiaux.

3. Cet exemple est tiré du cours LICAR1701 donné par Monsieur Zastavni[Zas18].
4. On peut déduire la relation de réciprocité à l'aide de cette figure.

- La dernière étape est obtenue en effectuant une simplification au niveau des barres où sont transmises des forces opposées par une simple barre. Il en résulte un diagramme des efforts.

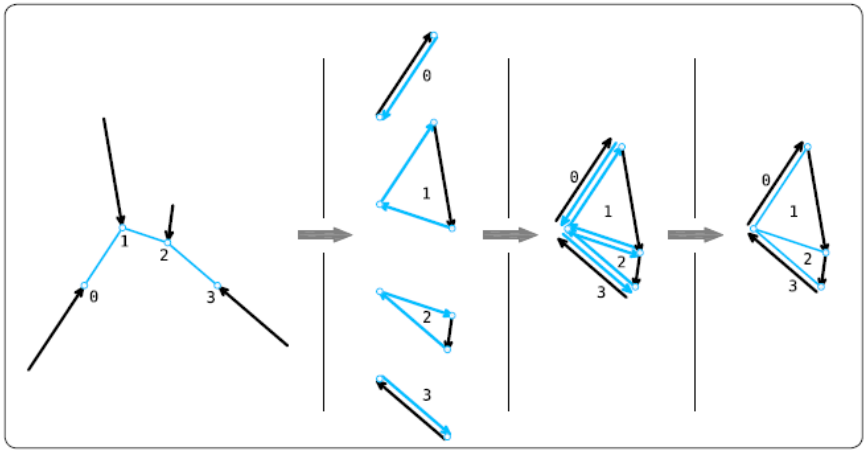


FIGURE 3.2 – Diagramme des géométries (à gauche) qui permet la construction des diagrammes des efforts (à droite).[Fiv12]

La règle de la notation d'intervalles [5] détermine la description des membres. Cette règle définit les espaces entre les membres dans le diagramme de situation par un chiffre et par une lettre les zones du plan situées entre deux forces externes. Par la réciprocité, cette notation devient la notation des différents noeuds dans le diagramme de situation. Toutefois, les lettre deviennent des minuscules (voir exemple figure 3.3). Comme représenté sur l'exemple, l'application vectorielle du principe fondamental de la statique graphique est appliqué sur l'ensemble de cette structure présente dans le diagramme de situation (à gauche). Lors de l'évaluation du noeud inférieure gauche, nous constatons que lorsque nous tournons autour d'un noeud de manière horlogique, nous rencontrons un membre lors du passage de *A* vers *1* dont l'effort correspondant dans le diagramme des forces est l'effort allant de *a* vers *1*.

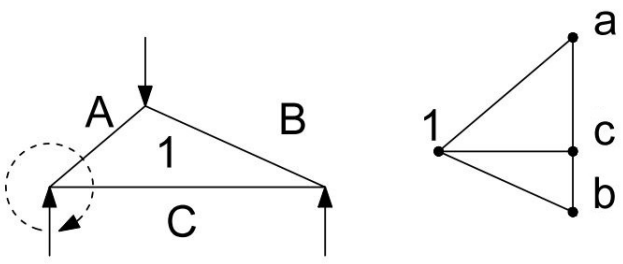


FIGURE 3.3 – Exemple de statique graphique réalisé sur une structure simple.

5. Également appelée notation de Bow[ZA98].

Correspondance des modifications d'un diagramme à l'autre Le critère principal, qui impose à tout moment un équilibre statique, implique que toute modification effectuée sur un des deux diagrammes induit directement une modification dans le second diagramme. Les modifications réalisées sur un diagramme peuvent se faire sur une barre, un noeud ou un effort. Pour un élément, celles-ci consistent à : le créer, le modifier, le supprimer ou y appliquer une contrainte. Pour permettre la prise en compte de ces modifications sur le diagramme, nous avons eu recours à l'utilisation du programme Rhinoceros[MA19]. Ce logiciel est expliqué plus en détail dans le chapitre suivant.

Chapitre 4

Modèle des champs de contraintes discontinus

Le modèle des champs de contraintes discontinus et celui des bielles-tirants ont initialement été utilisés et développés pour le dimensionnement des éléments en béton armé. Ils modélisent géométriquement les chemins de charges pris par les efforts au sein de ces éléments. Introduit par Ritter, ces modèles ont continué d'être développés par Mörsch et Drucker au gré du développement des constructions en béton armé. La méthode des champs de contraintes discontinus permet d'introduire facilement des efforts dans l'élément et est performante pour les éléments présentant des discontinuités géométriques [1].

L'utilisation de cette méthode peut s'avérer étrange pour l'application au matériau bois et à cause des hypothèses fortes sur lesquelles s'appuient cette méthode. L'hypothèse majeure, qui est amenée à être vérifiée lors des essais en laboratoire, est l'application du théorème statique de la plasticité à ce matériau caractérisé par un comportement fragile en traction, surtout en traction perpendiculaire aux fibres. Dans le cadre de ce travail, nous supposons que cette hypothèse est valide mais elle peut toutefois être révoquée lors de l'analyse et de l'interprétation des résultats des essais expérimentaux [2].

Bien que cette méthode ait été initialement développée pour des structures en béton armé, dans le cadre de ce mémoire, cette méthode se limitera au dimensionnement d'assemblages bois-bois ou CLT-CLT. Pour un dimensionnement optimal, cette méthode des champs de contraintes discontinus sera manipulée à l'aide de la statique graphique.

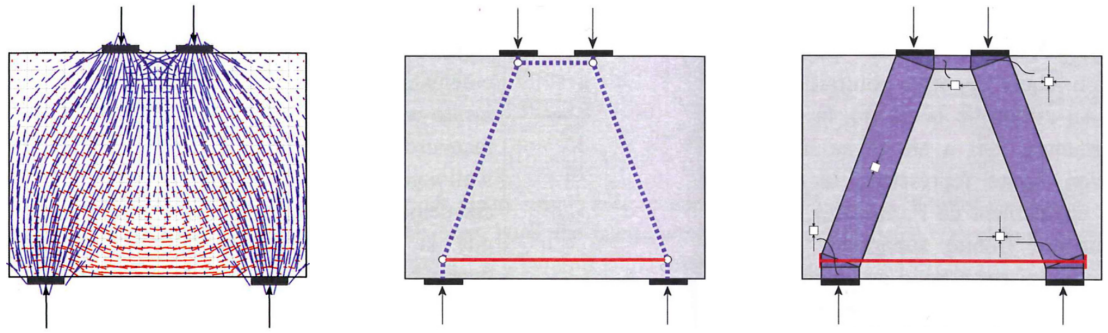
1. Réalisé à l'aide de l'ouvrage [Kos09] et repris par le travail de J.C. Misson[Mis17].
2. Cette hypothèse n'a, dans le cadre du matériau bois, pas été révoquée par nos prédécesseurs. Cependant, aucun essai n'a été effectué dans le cadre du matériau CLT.

Modèles de diffusions des efforts au sein de la matière

Le modèle des champs de contraintes discontinus n'est pas le seul modèle permettant une visualisation des efforts au sein de la matière en étudiant le comportement à l'état limite ultime d'un élément. D'autres modèles existent et sont énoncés ci-dessous. Cette visualisation des efforts des différentes méthodes est représentée à la figure 4.1.

- **La méthode des champs de contraintes continus** se base sur un maillage continu de l'élément qui est étudié. Cette méthode permet une visualisation des contraintes principales agissant sur le maillage. Malheureusement, ce maillage demande du temps et une informatisation précise. De plus pour un matériau non homogène tel que le bois, l'utilisation de cette méthode est compliquée de part la connaissance rigoureuse que celle-ci nécessite pour les éléments constituant la structure. Cette méthode se base aussi sur le théorème de la plasticité.
- **La méthode des bielles et tirants** modélise les efforts internes par un treillis équivalent. De part la définition d'un treillis, où tous les noeuds sont rotulés, seul des efforts normaux persistent dans cette modélisation. Il n'est malheureusement pas possible d'être certain que le comportement réel de l'élément soit celui considéré. Certains principes et l'utilisation de simulation par éléments finis permettent de se rapprocher du comportement de l'élément. La méthode des champs de contraintes continus peut s'avérer une bonne aide pour en ressortir la disposition correcte des barres du treillis.
- **La méthode des champs de contraintes discontinus** est construite sur base d'un réseau de bielles et tirants adéquats. Ce réseau à la particularité que chaque barre a une épaisseur qui est proportionnelle à l'effort transmis [3]. Cette méthode peut être facilement informatisé, comme nous l'avons fait pour nos vérifications dans les chapitres suivants.

3. Pour un matériau anisotrope, cette épaisseur dépend aussi de la résistance à la compression (traction) suivant la direction de la bielle (tirant). Pour un matériau homogène, comme le béton, la résistance à la compression n'est pas influencée par l'orientation de la bielle.



(a) (b) (c)

FIGURE 4.1 – Modèles de diffusions des efforts[MFK11] : champs de contraintes continus (a), bielles et tirants (b) et champs de contraintes discontinus (c).

Énoncé du théorème statique de la plasticité

Les trois méthodes présentées précédemment ont la particularité de s'appuyer sur le théorème statique de la plasticité. C'est un théorème non-linéaire utilisé lors de l'analyse du comportement à la rupture :

« Tout chargement, auquel correspond un champ de contraintes statiquement admissible est inférieur ou égal au chargement ultime de la structure. »[Hey08]

Statiquement admissible sous-entend que ces méthodes satisfont aux conditions de bords [4]. Il va de soi que la contrainte au sein du champ ne peut en aucun cas dépasser la palier de résistance plastique du matériau. De plus, le palier plastique est supposé tel que le matériau offre une ductilité suffisante. Cette ductilité est nécessaire par la formulation du théorème. Celui-ci stipule que chaque champ statiquement admissible donne une borne inférieure (ou égale) au chargement ultime. Si ce champ ne maximise pas l'effort maximal admissible, une redistribution des efforts au sein de la matière doit avoir lieu. Pour que cette redistribution soit possible, le matériau doit avoir un palier plastique suffisant. Ceci implique que si une configuration de champs de contraintes discontinus est trouvé satisfaisant aux conditions statiques, l'intégrité de la structure est dès lors assurée. Cette stabilité est assurée quel que soit le comportement réel de l'élément, à condition qu'aucune instabilité locale ou globale (flambement, fluage, ...) ne soit présente dans la structure.

4. Les conditions de bords sont expliquées plus loin dans ce chapitre.

Critères spécifiques au bois compliquant l'étude des champs de contraintes discontinus

L'utilisation du bois depuis des siècles en fait un des matériaux les plus anciens connu à ce jour dans le domaine de la construction. Il est facile à mettre en oeuvre et à manier, ce qui fait de lui un matériau avec un savoir-faire ancestral important. Ces dernières décennies, le béton et l'acier sont devenus les matériaux les plus en vogue au détriment du bois. De plus, les développements théoriques concernant l'implémentation et l'utilisation du bois sont assez limités. Par conséquent, l'application du modèle des champs de contraintes discontinus (et d'autres modèles) appliqué au bois est assez limitée dans la littérature. Cela peut s'expliquer de plusieurs manières :

- De part le caractère naturel du bois, les propriétés de ce matériau ont une plus grande variabilité due aux défaut présents dans le bois (poches de résines, noeuds, ...). Ceux-ci rendent les propriétés plus difficilement atteignables et contrôlables. À l'opposé, les matériaux tels que le béton ou l'acier, ont une production et des propriétés mieux contrôlables. En conséquence, pour palier à la grande variabilité des propriétés du bois, de nombreux facteurs de sécurité lui sont imposés. Ce qui limite fortement les développements de technologies visant à maximiser les capacités du bois.
- Le bois est un matériau fibreux, dont toutes les fibres sont alignées selon la direction de croissance de l'arbre. Ceci confère au bois un caractère fortement anisotrope, qui alourdit le modèle de rupture en ajoutant une dépendance quant à la direction des efforts en comparaison avec le béton, qui est un matériau homogène, pour lequel ce modèle a été conçu.
- De part la structure fibreuse et la constitution des fibres, le bois ne possède pas de ductilité pour les deux types de ruptures en traction. La structure fibreuse induit une très faible résistance en traction perpendiculaire [5] en plus du caractère hautement fragile. En revanche, la résistance en traction axiale est très bonne. [6], mais garde un comportement fragile lors de la rupture. Ces comportements en traction compliquent l'application de champs de contraintes discontinus de part la faible possibilité de redistribution des efforts lorsque le palier plastique est atteint. Le béton a le même comportement fragile en traction, mais ce problème est contourné par l'ajout d'armatures en acier qui augmentent la ductilité lors d'une rupture en traction. Une piste envisageable serait l'utilisation de renforts en acier dans le bois aux endroits de l'assemblage qui manquent de ductilité en traction. Cependant, le but recherché est d'étudier un assemblage exempt de connecteur métallique. De plus, ces deux matériaux

5. La résistance $f_{t,90}$ est souvent négligée. On considère habituellement une valeur caractéristique de 0.4[MPa] pour toutes les classes de résineux.

6. Pour les meilleures classes de bois, la résistance à la traction est supérieure à la résistance en compression axiale.

ont des comportements différents dans les déformations quand ils sont soumis à des efforts.

- Lors du dimensionnement classique, la plupart des modèles ne prennent pas en compte la ductilité du bois à cause de son comportement fragile en traction. En conséquence, peu de modèles poussent les propriétés du bois à leur limite.

4.1 Construction des champs de contraintes discontinus

La construction des champs de contraintes discontinus peut se faire sur base d'un modèle de champ de contraintes continus ou sur base d'un modèle bielles-tirants. Dans le cadre de ce travail, nous avons utilisé la deuxième option. De plus, ce modèle sera utilisé à l'aide de la statique graphique. La figure 4.2 permet une première visualisation des champs de contraintes. En repartant du modèle bielles-tirants, nous constatons que :

- les champs de contraintes sont semblables aux réseaux de barres du modèle bielles-tirants, à l'exception près que chaque champ possède une épaisseur proportionnelle à l'effort transitant dans celui-ci.
- les noeuds reliant les différentes barres du modèle bielles-tirants ont été remplacés par des champs nodaux ayant une certaine épaisseur.

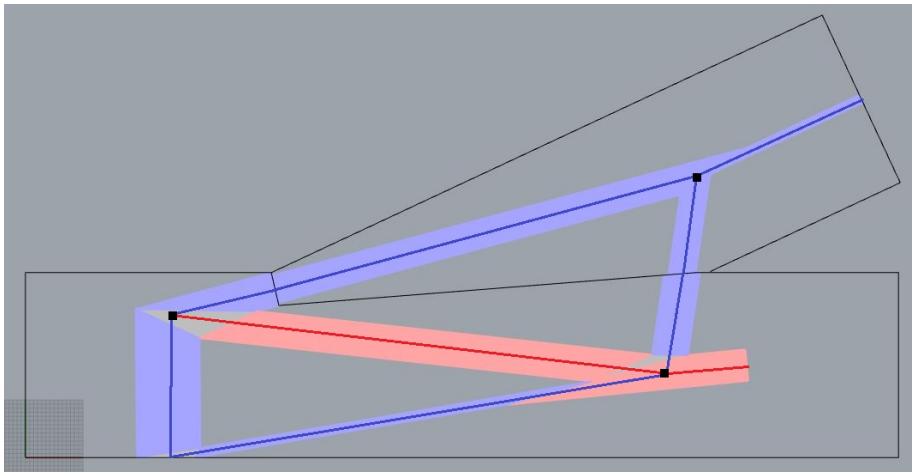


FIGURE 4.2 – Modèle bielles-tirants et champs de contraintes discontinus.

Les barres du réseau bielles-tirants sont représentées par des droites plus foncées. Les champs de contraintes correspondent aux surfaces dont la couleur est plus claire. La compression est représentée par la couleur bleue, quant à la traction, elle est représentée en rouge.

Cette modélisation des contraintes représente davantage le comportement réel de l'assemblage que celle décrite dans l'Eurocode.

4.1.1 Hypothèses prises en compte

Lors de l'utilisation de cette méthode, des hypothèses ont été posées pour des raisons de simplification du modèle. N'oublions pas que ce travail a pour but la validation de l'emploi de la méthode des champs de contraintes discontinus dans le cadre du matériau bois ou CLT. Les hypothèses évoquées ci-dessous, seront remises en cause lors de l'interprétation des essais sur les embrèvements.

- Le bois est démuni de défauts, le bois ne présentant pas de grosses fissures ou de gros noeuds, ceux-ci sont considérés ayant une influence non significative sur le résultat des essais.
- Le bois se comporte de manière élasto-plastique ; cette hypothèse est en contradiction avec le théorème de la plasticité. Cependant, cette hypothèse reste a vérifier.
- Les découpes sont considérées comme irréprochables, le contact entre l'arbalétrier et l'about se fait parfaitement.
- L'étude se fait selon un cas plan ; ceci implique que nous considérons le comportement du bois de manière bidimensionnel. Aucune variation de résistance n'intervient dans l'épaisseur du bois.
- Aucune instabilité locale ou globale n'est à déplorer ; le phénomène de torsion est négligé. D'autre part, les phénomènes de déversement, flambement, variations dimensionnelles dues à une variation du taux hygroscopique ne sont considérés.

4.1.2 Conditions du modèle

Deux conditions ont été imposées lors de la construction du champ de contraintes discontinus. La première condition porte sur les efforts et la deuxième condition sur la géométrie que les champs de contraintes peuvent prendre.

Conditions s'appliquant sur les efforts

Dans le cadre de ce travail, l'assemblage qui est étudié est un embrèvement. Dans un embrèvement, les efforts peuvent uniquement être transmis par compression. Cette compression peut s'accompagner de frottement entre les deux surfaces. La procédure décrite dans l'Eurocode néglige le frottement, mais ceci implique que toutes les forces doivent être perpendiculaires aux surfaces sur lesquelles celles-ci s'appliquent. Lors du dimensionnement par champs de contraintes discontinus, le frottement ne sera pas négligé car ceci réduirait considérablement le nombre de configurations envisageables. Toutefois, ce frottement ne dépassera pas la valeur de frottement statique. Cette

valeur vaut, pour le bois, 0.4[WGC03] ce qui implique un angle maximal admissible de 33° entre la force sur une surface et la normale à celle-ci. Le coefficient de frottement statique dépend de la pente des fibres, de l'hygrométrie et de l'état de finition des surfaces (de la rugosité). L'interpénétration a aussi un rôle dans le coefficient de frottement, bien que ce phénomène soit considéré comme indépendant.

Conditions s'appliquant sur le domaine géométrique.

Il est clair que pour une structure considérée à l'équilibre, la totalité des efforts transitant au sein de celle-ci doit se trouver au sein de la matière. De plus, il est préférable, dans certains cas, de réduire la zone dans laquelle se trouvent les efforts par l'introduction de zones d'enrobages qui peuvent être liées :

- aux imperfections géométriques. Ces imperfections peuvent, par exemple, être liées à des imperfections lors de la mise en oeuvre de l'embrèvement. Notamment le jeu induit par les imprécisions des découpes. De plus, en périphérie d'un élément, l'effet de bord intervient, celui-ci induit un comportement différent aux fibres en périphérie. Pour ces raisons, il est conseillé lors du dimensionnement des structures, de ne pas solliciter les zones périphériques.
- à la prévention incendie. Le bois possède une bonne résistance au feu parce qu'il se consume au lieu de rapidement s'échauffer (comme c'est le cas pour l'acier). Hormis la périphérie de l'élément qui est carbonisée et les couches en dessous qui subissent une pyrolyse, le reste de l'élément ne dépasse pas les 100 [°C]. Le caractéristiques mécaniques hors couche périphérique ne sont que faiblement diminuées. La prévention incendie préconise une couche de protection qui n'a pas de rôle structural. Cette zone d'enrobage d_2 peut être calculée par :

$$d_2 = \beta_0 t_{fi} + 7k_0$$

  - β_0 est la vitesse de combustion unidimensionnelle de l'essence,
  - t_{fi} temps de résistance au feu souhaité,
  - k_0 représente la couche de pyrolyse, un enrobage non carbonisé, mais dans lequel les propriétés mécaniques sont altérées.

4.1.3 Construction des champs rectilignes

Avant de commencer la construction du champ rectiligne, il est nécessaire d'expliquer ce que c'est. Dans le cadre de ce travail l'hypothèse d'un champ rectiligne a été considérée. En effet, il existe plusieurs types de champs possibles[SSJ87] (voir figure 4.3).

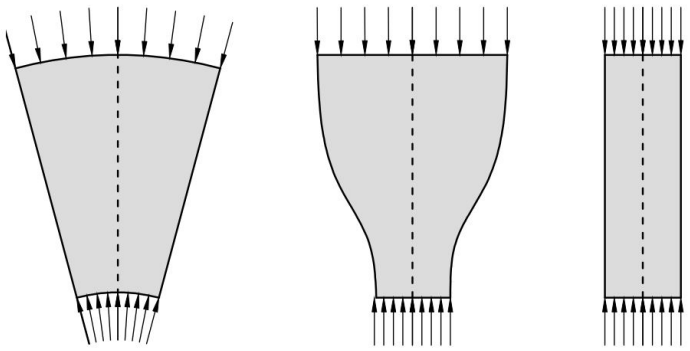


FIGURE 4.3 – Les différents champs possibles.
De gauche à droite : champs rectiligne en éventail, en bouteille & rectiligne.

Un champ rectiligne est une surface en forme de trapèze, dont les deux bords opposés, ceux qui ne sont pas forcément parallèles, sont en contact avec le champ nodal. C'est par ces deux bords que les efforts seront transmis par le champ rectiligne. Les deux autres bords sont quant à eux parallèles à l'axe principal du champ qui correspond à la bielle (ou tirant). Aucun effort n'est transmis par ces bords. Il n'est donc pas possible d'avoir une superposition de plusieurs champs rectilignes.

Le résultat d'une étude réalisée par Muttoni, Ruiz et Niketic [MFN15] sur un approfondissement du critère de comportement plastique a démontré que le comportement élasto-plastique reste valable par rapport aux discontinuités. Ceci permet l'utilisation de lignes de discontinuité dans le bois qui possède un comportement elasto-plastique. Ces lignes se retrouvent dans le modèle de champs de contraintes discontinus au niveau des bords parallèles [7] pour chaque champ rectiligne. Ces lignes de discontinuités doivent cependant respecter certaines conditions :

- Les contraintes de cisaillement τ doivent être de même grandeur et direction de part et d'autre de la ligne de discontinuité.
- La contrainte σ_n normale à la ligne de discontinuité doit être de même grandeur de chaque côté de la ligne de discontinuité.

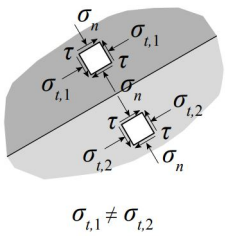


FIGURE 4.4 – Contrainte sur des facettes parallèles et perpendiculaires à la ligne de discontinuité.[Kos09]

7. Les bords qui ne sont pas en contact avec le champ nodal.

Tout point faisant partie du même champ rectiligne a un état de contrainte identique. Le calcul des contraintes agissant sur un carré infinitésimal dont les facettes peuvent prendre n'importe quelle orientation (voir figure 4.5), se fait par l'utilisation des cercles de Mohr [8]. La contrainte agissant au sein d'un champ rectiligne ne peut dépasser la résistance du matériau [9].

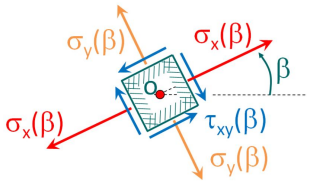


FIGURE 4.5 – Contraintes sur un élément de volume infinitésimal. [Lat15a]

4.1.4 Construction des champs nodaux

Un champ nodal est un polygone fermé dont tous les côtés sont en contact avec un champ rectiligne. Le champ nodal a pour rôle de transmettre les efforts des différents champs rectilignes l'entourant. Deux états de contraintes différents peuvent être imposés au champ nodal :

- un champ de contrainte uniforme. Ce champ simplifie grandement les calculs car pour n'importe quelle orientation, le champ de contrainte est invariable. Cependant, ceci impose que tous les champs rectilignes juxtaposant ce champ nodal doivent être du même type [10]. De plus, tous les champs rectilignes doivent posséder la même contrainte. Ce noeud est alors un noeud quasi hydrostatique dont un schéma est visible sur la figure 4.6.
- un champ de contrainte non-uniforme. Dans un tel champ, l'état de contrainte n'est plus indépendant de l'orientation. En revanche, un tel champ n'impose aucune restriction quant au type de barre du modèle bielle-tirant arrivant sur ce noeud.

8. Le cercle de Mohr du champ rectiligne considéré est centré en $(0, \frac{\sigma_{Champ}}{2})$ et de rayon $\frac{\sigma_{Champ}}{2}$. Les valeurs principales valent 0 et σ_{Champ} respectivement, ce qui correspond à la contrainte perpendiculaire au champ rectiligne et celle du champ en question.

9. Dans le cas du matériau bois, cette résistance est dépendante de l'angle de la bielle (ou tirant) par rapport aux fibre du bois.

10. Toutes les barres arrivant sur ce noeud doivent toutes être des bielles ou des tirants.

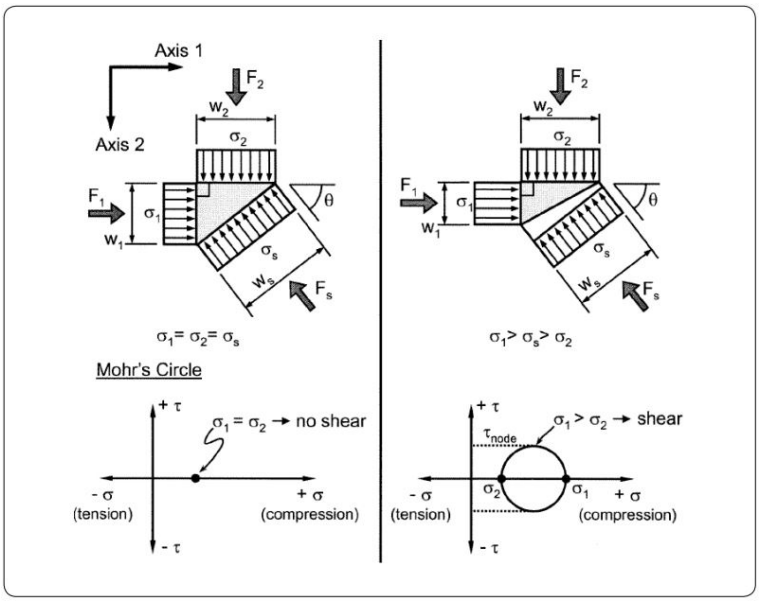


FIGURE 4.6 – État de contrainte pour les noeuds quasi hydrostatique (à gauche) et non hydrostatique (à droite).[MS07]

L'obtention de l'état de contrainte dans un champ non-uniforme pour une orientation quelconque se fait à l'aide des cercles de Mohr. Les étapes de construction des cercles de Mohr, illustrées à la figure 4.7, sont :

1. Création des cercles des différents champs rectilignes adjacents au noeud. Ceci consiste à dessiner un cercle pour chaque champ rectiligne (cr) passant par les points (σ_{cr}, 0) et (0, 0). Où le centre du cercle se situe en ($\frac{sigma_{cr}}{2}$, 0). Une fois ces cercles trouvés, la déduction des pôles se fait de la manière suivante : une droite est dessinée à partir du point (σ_{cr}, 0) dont la direction est perpendiculaire à l'axe du champ de contrainte adjacent (dessiné en pointillé sur la figure 4.7(b). L'intersection de cette droite avec le cercle de Mohr correspond au pôle du champ rectiligne. Cette étape doit être réalisée pour tous les champs rectilignes.
2. L'obtention des états de contraintes sur la frontière du champ nodal. En partant du cercle de Mohr de chaque champ rectiligne, il est possible de trouver l'état de contrainte du champ rectiligne sur le champ nodal. Ceci se fait en partant du pôle du champ rectiligne. De ce point, il faut reporter la droite qui fait la jonction entre le champ nodal et le champ rectiligne considéré. L'intersection de cette droite et du cercle de Mohr correspond à l'état de contrainte sur cette frontière du champ nodal. La droite qui doit être dessinée est en bleu sur la figure 4.7(b), l'état de contrainte est représenté par un point bleu sur cette même figure. Cet état de contrainte est important pour la prochaine étape.
3. Création du cercle de Mohr du champ nodal. Ce cercle se crée à partir des états de contraintes trouvés dans la section précédente. Les différents états de

contraintes doivent se trouver sur ce nouveau cercle. Le pôle de ce nouveau cercle est l'intersection des droites issues de l'étape précédente. Ce nouveau point doit aussi se situer sur ce cercle de Mohr.

4. Lecture des valeurs principales du champ nodal. Les contraintes principales du champ nodal sont l'intersection du cercle de Mohr du champ nodal avec l'axe des abscisses. Ces contraintes sont nommées σ_1 et σ_2 sur la figure 4.7(d). La direction des facettes sur lesquelles s'applique chacune des ces contraintes est parallèle à la droite construite entre le pôle et la contrainte en question sur le cercle de Mohr (voir figure 4.7(c) & (d)).

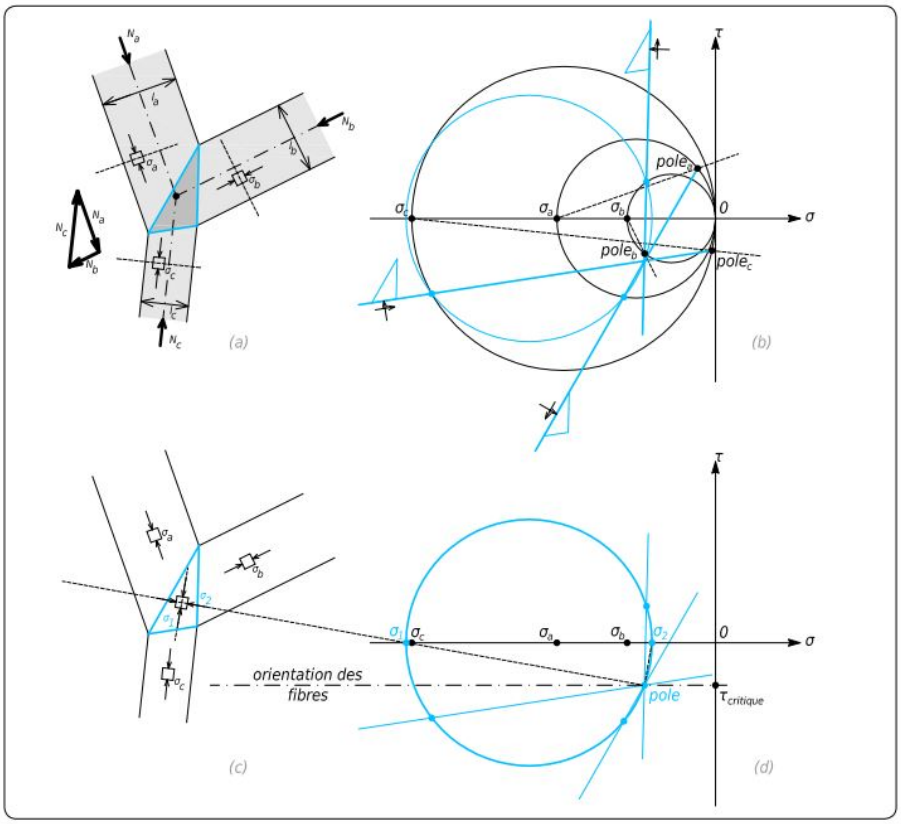


FIGURE 4.7 – Visualisation de la méthodologie de construction du cercle de Mohr du champ nodal.[Fiv12]

(a) contraintes principales des champs rectilignes, (b) cercles de Mohr des champs rectilignes, (c) contraintes principales du champ nodal et (d) cercle de Mohr du champ nodal.

4.1.5 Apport de la statique graphique

Cette partie n'a pas d'apport direct à la méthode des champs de contraintes discontinus. Cependant dans l'état actuel, la manipulation de ces champs est fastidieuse. Les principes de la statique graphique [11] permettent une manipulation dynamique des champs de contraintes.

La statique graphique permet, grâce à la réciprocité qui existe entre le diagramme de situation et celui des forces, de connaître graphiquement la direction des bielles et l'effort transitant dans celle-ci. De plus tout changement dans le diagramme de situation implique un comportement différent dans la répartition des efforts sur les différentes barres du modèle qui est automatiquement quantifié. Connaissant la direction et l'effort transitant dans les barres du modèle bielles-tirants correspondant, il est possible d'en déduire la largeur des champs rectilignes.

En combinant la méthode des champs de contraintes discontinus et la statique graphique, il a été possible d'informatiser ce développement. Les champs de contraintes présents dans ce travail résultent de l'utilisation de cette informatisation.

4.1.6 Théorème de Maxwell : l'optimisation du chemin de charge

Malgré les différentes conditions imposées sur le modèle, beaucoup de possibilités de chemins de charges différents restent toutefois possibles. Lors de plusieurs études, certains ingénieurs comme par exemple N. Kostic ou W. Zalexski ont démontré que le réseau bielles-tirants devait être le plus simple possible [Kos09] ou encore que cette configuration devait être la plus naturelle et appropriée possible[ZA80].

Le théorème de Maxwell[Max70], comme d'autres méthodes d'optimisation, optimise les chemins de charges de manière à ce que le volume de matière utilisée soit le plus petit possible. Ceci correspond à chercher un chemin de charge qui minimise le travail de la matière, solution la plus probable. La première conclusion de ce théorème impose, dans le cas où les efforts externes restent inchangés (position et direction), que le travail nécessaire pour annuler les forces de réaction reste constant quel que soit le chemin de charge considéré. Ceci se traduit par l'équation suivante :

$$\begin{aligned}\sum_i F_{T,i}L_{T,i} - \sum_i F_{C,i}L_{C,i} &= \sum_i V_{T,i}f_{T,i} - \sum_i V_{C,i}f_{C,i} \\ &= \sum_i \overrightarrow{F_i} \cdot \overrightarrow{r_i} = constant = T - C \end{aligned} \tag{4.1}$$

11. Modèle théorique expliqué dans le chapitre 3.

Où :

- L_i est la longueur de barre dans le diagramme de situation,
- F_i est la force correspondante dans le diagramme des forces,
- V est le volume de matière,
- f_i est la résistance de la matière,
- les indices T et C désignent respectivement la traction et la compression.

L'équation de Maxwell établit le lien entre les efforts et la matière utilisée dans chacun des membres. Celle-ci peut être écrite de la manière suivante :

$$\begin{aligned}\sum_i F_{T,i}L_{T,i} + \sum_i F_{C,i}L_{C,i} &= \sum_i V_{T,i}f_{T,i} + \sum_i V_{C,i}f_{C,i} \\ &= \sigma V_{tot} = T + C \end{aligned} \tag{4.2}$$

Cependant Maxwell prend l'hypothèse que le matériau se comporte de manière similaire dans toutes les directions. Ceci n'est pas vrai pour le matériau bois, les résistances à la traction et compression varient en fonction de l'angle de ces bielles. Dans le cas du travail, le volume des champs nodaux a aussi été pris en compte du mieux possible. Le volume des champs rectilignes a été calculé suivant la formule :

$$V = \sum \frac{F_i L_i}{f_{i,\alpha}}$$

4.2 Champs de contraintes discontinus utilisés

Dans le cadre de ce travail, deux configurations d'appui différentes ont été étudiées. La première consiste en un appui tel que l'effort de traction dans l'entrait n'est pas parallèle à la direction de la poutre. Cette configuration portera le nom de *champ de contraintes discontinus dont les efforts sont non-concourants* dans la suite de ce travail. La seconde est telle que l'effort de traction dans l'entrait est parallèle à la direction de la poutre. Par la suite, ce cas sera désigné comme étant *champ de contraintes discontinus dont les efforts sont concourants.*

4.2.1 Champ de contraintes discontinus : cas général.

Le champ de contrainte présent ci-dessous (figure 4.8) a été inspiré du champ de contrainte utilisé par notre prédécesseur J.C. Misson [Mis17]. Cependant ce réseau a été optimisé comme décrit précédemment dans ce chapitre. L'explication quant à l'allure du champ peut être retrouvée dans la partie suivante : *Champs de contraintes discontinus dont les efforts sont concourants* donnée en 4.2.2.

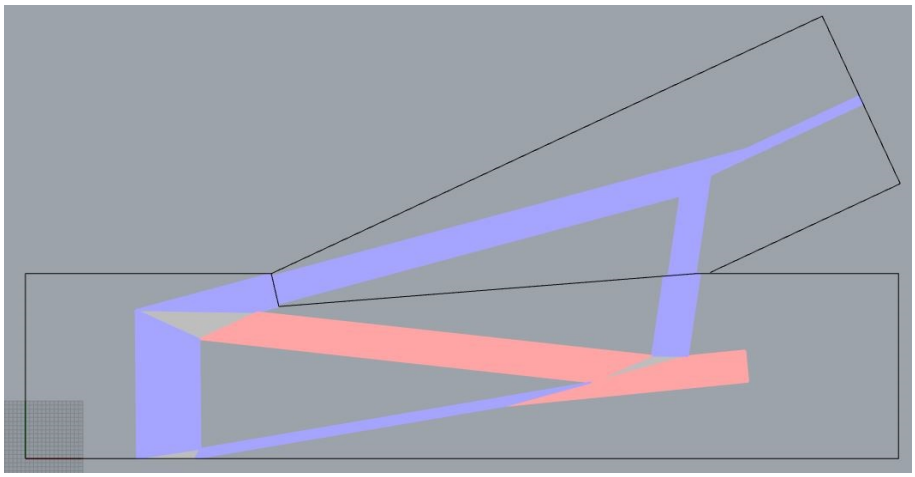


FIGURE 4.8 – Visualisation du champs de contraintes continus pour un angle 25°.

Champs de contraintes similaire dans le cas d'un angle de 40°.

Cette vérification se fait à l'aide de deux programmes, MATLAB [12] et **Rhinoceros®** [13] ou plus particulièrement l'application Grasshopper tournant sur Rhinoceros.

Une fois la construction de l'embrèvement réalisée et l'implémentation du champ de contrainte réalisée sur Rhino [14], il convient de chercher un agencement du champ de contrainte minimisant le volume de matière. Cette optimisation du chemin de charge a été mise en avant dans le théorème de Maxwell (expliqué ci dessus dans la section 4.1.6). Avant cette étape il est primordial d'introduire dans le programme les résistances en traction et compression du matériau étudié et ce dans le sens longitudinal et transversal. Cette étape est nécessaire pour pouvoir procéder à l'optimisation de Maxwell. Une fois ce minimum trouvé, la vérification de l'assemblage se fait en deux étapes :

La première étape consiste à effectuer la vérification des champs nodaux. Cette vérification se fait à l'aide du critère de rupture de Tsai-Wu [15]. Pour pouvoir appliquer ce critère, il est essentiel de déterminer les contraintes principales au sein des champs nodaux ainsi que l'orientation des facettes principales par rapport aux fils

12. MATLAB est un programme et un langage de programmation utilisé pour des calculs numériques. La version utilisée de ce programme est MATLAB R2015a.[Mat19]

13. **Rhinoceros®** est un programme de conception assistée par ordinateur (CAD). La version utilisée de ce programme est Rhinoceros 5 SR14.[MA19]

14. Le programme Rhino a uniquement servi de support visuel, car toute la programmation se fait à partir de l'application Grasshopper. L'apport de Grasshopper a permis que cette construction ainsi que l'implémentation soient entièrement paramétriques. Ceci permet, en un seul fichier, de pouvoir calculer les différents angles, notamment 25° et 40 °.

15. Ce critère de rupture est expliqué dans le chapitre 5.

du bois. Ces données sont obtenues à l'aide de la représentation graphique des états de contraintes des cercles de Mohr. Une fois ces contraintes principales connues, le critère de Tsai-Wu est vérifié à l'aide du code MATLAB décrit dans l'annexe **??**. Dans l'éventualité où ce critère ne serait pas rempli (Tsai-Wu > 1), il est nécessaire d'augmenter la taille des champs rectilignes. Ceci aurait pour but de réduire la contrainte au sein de ceux-ci impactant ce champ nodal [16] jusqu'au moment ou le critère de rupture est satisfait.

Dans un deuxième temps, il est possible de calculer la force de rupture de l'embrèvement, ce qui est fait de manière itérative. La force de rupture est telle que toute force supérieure à celle-ci implique qu'au moins un des champs [17] de la modélisation du champ de contraintes ait une taille telle que ce champ sortirait (partiellement) d'un élément composant l'embrèvement. Suite à cela, la condition sur le domaine géométrique (expliqué en section **??** de ce chapitre) ne serait plus respectée.

4.2.2 Champ de contraintes discontinus dont les efforts sont concourants.

Quand le terme concourant est évoqué, le schéma de bielles-tirants représenté à la figure 4.9 vient directement à l'esprit. Cependant ce réseau ne permet pas la création du champ de contraintes satisfaisant aux conditions du modèle énoncées à la section **??** dans le chapitre ci-dessus [18].

16. Seul le champ nodal présent dans le talon sera présenté dans le cadre de ce travail. De part son emplacement au sein de l'embrèvement, celui-ci suscite en premier la rupture.

17. Ce champ peut être un champ nodal ou un champ rectiligne.

18. Les explications qui figurent dans cette partie s'appliquent aussi au cas général. Le positionnement de la réaction d'appui ne se situera toutefois pas à cet endroit. Ceci aurait pour conséquence de provoquer une inclinaison différente dans le tirant se situant dans l'entrait. L'effort appliqué sur l'arbalétrier reste centré et de même inclinaison que celui-ci pour tous les cas de figures envisagés dans ce travail.

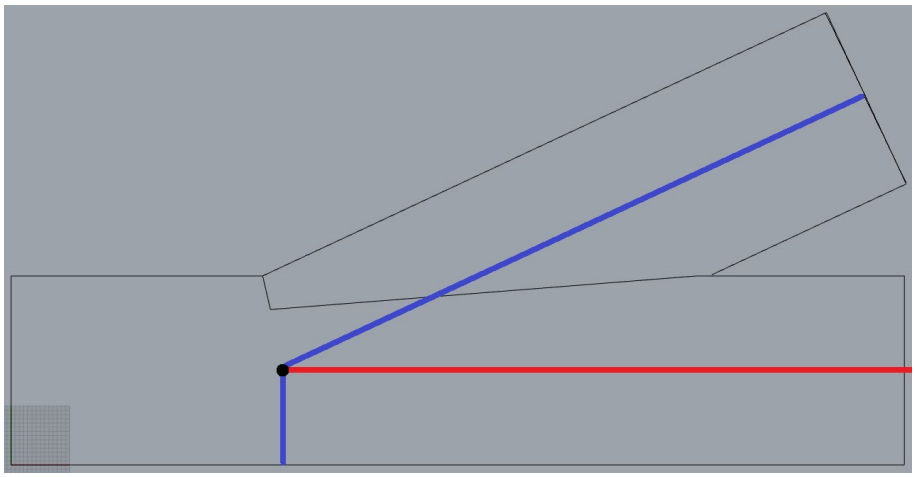


FIGURE 4.9 – Schéma bielles-tirants 3 barres envisagées dans le cas d'efforts concourants pour un embrèvement dont l'angle vaut 25°.

Cette disposition de bielles-tirants est le réseau le plus simple et le plus naturel possible, comme préconisée par N. Kostic[Kos09] et W. Zalewski[ZA80] dans leurs ouvrages respectifs. Néanmoins, la condition sur les efforts n'est pas respectée. Cette condition stipule que le frottement est autorisé pour autant que celui-ci ne dépasse pas le frottement statique [19] du bois. Cette condition peut se vérifier graphiquement. Pour le coefficient statique du bois, l'inclinaison entre l'effort et la normale sur laquelle cet effort s'applique peut valoir au maximum 33°. Comme on peut le constater sur la figure 4.9, cette inclinaison vaut plus que 33° pour un embrèvement dont l'angle vaut 25°. Pour l'angle de l'embrèvement de 40° (second angle étudié), cette inclinaison est aussi plus grande que 33°.

Si nous gardons une telle modélisation, lors de la mise en charge, l'effort de frottement au niveau du pas sera supérieur au frottement statique. Ceci aura pour effet un glissement de l'arbalétrier sur le pas de l'entrait. Ce glissement sera cependant empêché car l'arbalétrier et l'entrait sont en contact au niveau de l'about. Suite à cette restriction du glissement au niveau de la surface d'about, un effort transitera par cette surface. Le réseau bielles-tirants représenté à la figure 4.10 est alors déterminé. Mis à part un déplacement d'appui ou une différence de l'angle de l'embrèvement, tous les champs de contraintes considérés dans ce travail seront conçus à partir d'un réseau de bielles-tirants comme celui-ci.

19. Dans le cadre du bois, le coefficient de frottement statique vaut 0.4.

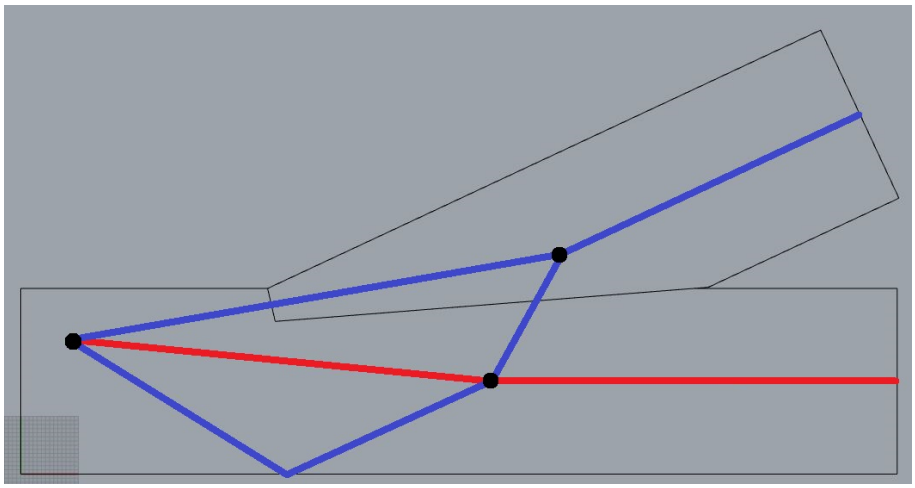


FIGURE 4.10 – Schéma bielles-tirants dans le cas d'efforts concourants pour un embrèvement dont l'angle vaut 25°.

Champs de contraintes similaire dans le cas d'un angle de 40°.

Chapitre 5

Critère général de rupture pour le matériau bois (Tsai-Wu)

Jusqu'ici les efforts sollicitant le bois dans toutes les directions n'étaient pas pris en compte par les critères de rupture ainsi que les valeurs de résistances du bois. Cependant, différents types de sollicitations peuvent survenir comme la compression, la traction mais également du cisaillement au coeur d'un assemblage. L'intérêt de déterminer un critère de rupture est essentiel et il permet de s'assurer que l'état de contrainte au sein de l'assemblage ne dépasse pas la résistance du matériau. Au vu du caractère anisotrope des matériaux étudiés (Douglas et CLT), les critères usuels de rupture tel que le critère de Von Mises dans le cas de matériaux ductiles et de Mohr-Coulomb dans le cas de matériaux fragiles ne sont pas applicables dans ce cas-ci. Pour permettre d'obtenir un critère de rupture répondant aux critères des matériaux orthotropes, il est possible de le déterminer en repartant des critères usuels tels qu'utilisés pour des matériaux comme l'acier et le béton.

Le critère considéré dans ce travail est un critère nommé critère de Tsai-Wu qui a vu le jour en 1971. Ce critère de résistance repose sur l'hypothèse principale d'une surface de rupture dans le plan de contrainte qui peut s'exprimer sous la forme scalaire suivante :

$$f(\sigma_k) = F_i\sigma_i + F_{ij}\sigma_i\sigma_j = 1 \tag{5.1}$$

où les indices i,j,k = 1,2,...6 et où les tenseurs de résistance du second et quatrième ordre sont représentés par F_i et F_{ij} [1]. L'avantage considérable de ce modèle est que la surface de rupture se simplifie en un seul polynôme. De plus, ce modèle est un modèle ayant déjà fait ses preuves dans une série d'ouvrages [2].

1. Relation également valable dans le cas des composantes de déformation : $G_i\epsilon i$-$G_{ij}\epsilon i\epsilon j$ =1.

2. Ces nombreux ouvrages sont [van82][[van]][CLO95] [MN12].

Le bois peut être vu comme étant un matériau au caractère orthotrope ayant des résistances orthogonales, seulement si les différences de résistance entre les plans tangentiel et radial sont négligées.Les termes d'ordres supérieurs F_{ijk} peuvent être omis et la forme simplifiée de la surface de rupture dans l'espace de contrainte devient :

$$F_i\sigma_i + F_{ij}\sigma_i\sigma_j = 1(i,j = 1,2,..6) \tag{5.2}$$

Pour des raisons de réciprocité énergétique $F_{ij} = F_{ji}$ (i≠j) et également parce que le bois peut être vu comme un matériau orthotrope selon les plans principaux, l'interaction entre les contraintes de cisaillement peut être négligée $F_{ij} = 0(i \neq j; i,j = 4,5,6)$. De plus pour des raisons similaires de symétrie d'orthotropie dans les plans principaux, les contraintes de cisaillement sont imposées identiques dans les directions négatives et positives. Ce qui induit : F_6=F_{16}=F_{26}=0

L'équation du critère de rupture 5.2 devient alors :

$$F_1\sigma_1 + F_2\sigma_2 + F_{11}\sigma_1^2 + 2F_{12}\sigma_1\sigma_2 + F_{22}\sigma_2^2 + F_{66}\sigma_6^2 = 1 \tag{5.3}$$

Les valeurs de tenseurs de résistances sont essentielles à déterminer. L'axe 1 est défini parallèle à la direction des fibres du bois. L'axe 2 lui est alors défini comme étant l'axe perpendiculaire aux fibres du bois. Pour le cas de la résistance en traction parallèle à la direction des fibres $\sigma_1 = X_t$, et une simplification de l'équation 5.3 a lieu comme $\sigma_6 = \sigma_2 = 0$, qui s'écrit :

$$F_{11}\sigma_1^2 + F_1\sigma_1 = 1 \; donc \; F_{11}X_t^2 + F_1X_t = 1 \tag{5.4}$$

Similairement, dans le cas de la compression σ_1 = -X_c dans la même direction :

$$F_{11}X_c^2 - F_1X_c = 1 \tag{5.5}$$

Les valeurs de F_{11} et F_1 sont déterminées en résolvant les deux équations 5.4 et 5.5 :

$$F_{11} = \frac{1}{X_tX_c} \; et \; F_1 = \frac{1}{X_t} - \frac{1}{X_c} \tag{5.6}$$

En appliquant la même démarche dans le cadre de l'axe 2, les valeurs F_{22} et F_2 sont déterminées :

$$F_{22} = \frac{1}{Y_tY_c} \; et \; F_2 = \frac{1}{Y_t} - \frac{1}{Y_c} \tag{5.7}$$

Dans le cas où il n'y a que du cisaillement en présence ($\sigma_1 = \sigma_2 = 0$), S (la résistance au cisaillement) est trouvée à l'aide de l'équation :

$$F_{66} = \frac{1}{S^2} \tag{5.8}$$

Une fois toutes ces composantes F_i et F_{ij} évaluées, il reste à évaluer les termes du critère de rupture se situant hors de la diagonale (F_{12}). F_{12} est en lien avec l'interaction entre deux composantes d'efforts du critère. Sa signification peut être différente en fonction de la nécessité de sollicitations par rapport à d'autres efforts et en fonction des axes. Van der Put [3] repart de l'équation 5.3 pour une sollicitation située en dehors des axes. Pour sortir de ces axes principaux du bois, deux possibilités sont envisageables :

- Les résistances effectuent une rotation par rapport aux axes principaux. Ce qui provoque un changement d'axe de symétrie au sein du matériau, ainsi qu'une restriction sur certains termes du critère (ils ne peuvent plus être exclus) :

$$F_1^{'}\sigma_1+F_2^{'}\sigma_2+F_6^{'}\sigma_6+F_{11}^{'}\sigma_1^2+2F_{12}^{'}\sigma_1\sigma_2+F_{22}^{'}\sigma_2^2+F_{66}^{'}\sigma_6^2+2F_{16}^{'}\sigma_1\sigma_6+2F_{26}^{'}\sigma_2\sigma_6 = 1 \tag{5.9}$$

- En fonction des contraintes un nouveau repère est établi. Pour des questions de facilité d'implémentation, cette modification sera choisie :

$$F_1\sigma_1^{'} + F_2\sigma_2^{'} + F_{11}(\sigma_1^{'})^2 + 2F_{12}\sigma_1^{'}\sigma_2^{'} + F_{22}(\sigma_2^{'})^2 + F_{66}(\sigma_6^{'})^2 = 1 \tag{5.10}$$

Un changement de variable est effectué pour permettre la détermination du terme d'interaction F_{12}. Ce changement consiste à prendre une contrainte uniaxiale qui sollicite le matériau en dehors de ses axes orthotropes :

$$\begin{cases} \sigma_1^{'} = \sigma_m cos^2\theta \\ \sigma_2^{'} = \sigma_m sin^2\theta \\ \sigma_6^{'} = \sigma_m cos\theta sin\theta \end{cases}$$

De là, le critère 5.10 s'exprime comme :

$$\sigma_m cos^2\theta(\frac{1}{X_t}-\frac{1}{X_c})+\sigma_m sin^2\theta(\frac{1}{Y_t}-\frac{1}{Y_c})+\frac{\sigma_m^2 cos^4\theta}{X_tX_c}+2F_{12}\sigma_m^2 cos^2\theta sin^2\theta+\frac{\sigma_m^2 sin^4\theta}{Y_tY_c}+\frac{\sigma_m^2 cos^2\theta sin^2\theta}{S^2} = 1 \tag{5.11}$$

En reformulant les deux premiers termes :

$$\frac{\sigma_m cos^2\theta}{X_t} + \frac{\sigma_m sin^2\theta}{Y_t} - (\frac{\sigma_m cos^2\theta}{X_c} + \frac{\sigma_m sin^2\theta}{Y_c}) \tag{5.12}$$

3. Les ouvrages du Dr. Van Der Put[van82] [van].

les formules de Hankinson sont retrouvées :

$$\frac{\sigma_m cos^2\theta}{X_t} + \frac{\sigma_m sin^2\theta}{Y_t} = 1 \tag{5.13}$$

$$\frac{\sigma_m cos^2\theta}{X_c} + \frac{\sigma_m sin^2\theta}{Y_c} = 1 \tag{5.14}$$

Une approximation par les moindres carrés en se conformant au modèle de Norris est adoptée en effectuant une multiplication de l'équation 5.14 par elle-même :

$$\frac{\sigma_m^2 cos^4\theta}{X_c^2} + \frac{2\sigma_m^2 cos^2\theta sin^2\theta}{X_c Y_c} + \frac{\sigma_m^2 sin^4\theta}{Y_c^2} = 1 \tag{5.15}$$

$$\frac{\sigma_m^2 cos^4\theta}{X_c^2} - \frac{\sigma_m^2 cos^2\theta sin^2\theta}{X_c Y_c} + \frac{\sigma_m^2 cos^2\theta sin^2\theta}{S^2}\frac{\sigma_m^2 sin^4\theta}{Y_c^2} = 1 \tag{5.16}$$

Avec :

$$S = \sqrt{\frac{X_c Y_c}{3}} \tag{5.17}$$

De même pour la traction, la relation 5.17 est trouvée ($S = \sqrt{\frac{X_t Y_t}{3}}$). Nielsen et Hansen[NH76] ont confirmé expérimentalement des mesures de S $\approx 0.6\sqrt{X_c Y_c} \approx \sqrt{\frac{X_c Y_c}{3}}$ [4]. La détermination de la condition de rupture en traction ou compression est obtenue par la multiplication des deux formules d'Hankinson. Ce qui donne comme condition :

$$\frac{\sigma_m^2 cos^4\theta}{X_c X_t} + \frac{\sigma_m^2 sin^2\theta cos^2\theta}{X_c Y_t} + \frac{\sigma_m^2 sin^4\theta}{Y_c Y_t} + \sigma_m cos^2\theta\left(\frac{1}{X_t} - \frac{1}{X_c}\right) + \sigma_m sin^2\theta\left(\frac{1}{Y_t} - \frac{1}{Y_c}\right) + \frac{\sigma_m^2 sin^2\theta cos\theta}{Y_c X_t} = 1 \tag{5.18}$$

Le terme d'interaction F_{12} est ainsi déterminé :

$$2F_{12} = \frac{1}{Y_t X_c} + \frac{1}{X_t Y_c} - \frac{3}{X_c Y_c} \tag{5.19}$$

En conclusion, pour une sollicitation du matériau en dehors des axes orthotropes, le critère de rupture s'écrit :

$$F_1\sigma_1 + F_2\sigma_2 + F_{11}\sigma_1^2 + 2F_{12}\sigma_1\sigma_2 + F_{22}\sigma_2^2 + F_{66}\sigma_6^2 = 1 \tag{5.20}$$

où :

4. Etant donné que les lois de comportement en traction tendent vers un comportement fragile, tandis que les comportements en compression et en cisaillement eux assurent une certaine ductilé. Ce qui peut justifier que les valeurs de S soient d'autant plus influencées par les valeurs de résistances en compression que celles en traction.

$$\begin{cases} F_{11} = \frac{1}{X_t X_c} \\ F_1 = \frac{1}{X_t} - \frac{1}{X_c} \\ F_{22} = \frac{1}{Y_t Y_c} \\ F_2 = \frac{1}{Y_t} - \frac{1}{Y_c} \\ F_{66} = \frac{1}{S^2} \\ S = \sqrt{\frac{X_c Y_c}{3}} \\ 2F_{12} = \frac{1}{Y_t X_c} + \frac{1}{X_t Y_c} - \frac{3}{X_c Y_c} \end{cases}$$

Un code Matlab a été mis en oeuvre afin de déterminer tous ces termes de résistances du bois en fonction du critère de rupture du modèle Tsai-Wu. Cette implémentation se situe en annexe **??**.

Troisième partie

Calcul théorique des différents essais

Chapitre 6

Détermination des propriétés mécaniques du bois massif

Étant donné qu'on travaille avec un matériau vivant dont les propriétés mécaniques ne sont pas uniformes dans tout le bois, on peut notamment distinguer deux familles différentes : les feuillus et les résineux. La différence entre ces deux familles se fait sur base de l'anatomie du bois. Au sein de ces deux familles, il existe une multitude d'essences d'arbres différentes. Ceci a une influence sur les propriétés mécaniques du bois en question. Cependant au sein d'une même essence de bois, les propriétés mécaniques ne sont pas les mêmes. Ces différences peuvent être expliquées entre autres par les conditions de croissance de l'arbre, sa position géographique, ainsi que bien d'autres facteurs qui ont eux aussi leurs influences. Au sein d'un même arbre on peut avoir des propriétés différentes suivant l'endroit de découpe des planches qui peut soit se situer dans du bois juvénile, du duramen ou de l'aubier. À coté de ça, le type de découpe a aussi son importance, si les poutres sont découpées sur la dosse, le quartier, contre-dosse, faux-quartier.

Pour des raisons d'uniformisation, la norme Européenne EN 338 D classifie les différents bois en fonction de leurs propriétés mécaniques. Chaque famille a sa propre classification, pour les feuillus cette classification commence par la lettre "D" et pour les résineux elle commence par la lettre "C". Pour les résineux, ce qui nous intéresse, il existe 12 classes différentes définies dans cette norme.

Pour pouvoir confronter les calculs théoriques aux essais réalisés dans le laboratoire du LEMSC, il est primordial de connaître précisément la classe des bois qu'on a à disposition. De plus, étant donné que le classement visuel est très subjectif, la réalisation de ces essais apportera une objectivité quant à l'étude des caractéristiques du bois. Ceci a été possible grâce aux essais de caractérisation réalisés tels que la masse volumique, la compression axiale et la flexion en quatre points. On détaille dans les sections suivantes comment ces 3 tests ont permis le classement du bois.

6.1 Masse volumique

La détermination de la masse volumique est un test demandant peu de ressources à mettre en oeuvre et permet de donner une bonne indication de la classe en question. La masse volumique peut être déterminée grâce à la relation suivante :

$$\rho = \frac{masse}{volume} \left[\frac{kg}{m^3}\right] \tag{6.1}$$

Étant donné que cette mesure peut se faire facilement et que c'est un essai non destructif, il est possible de le réaliser sur un large nombre d'échantillons afin d'avoir une bonne estimation d'une valeur moyenne pour les différentes poutres qu'on a dû acheter. Cette moyenne sera par la suite comparée avec les données présentes dans la norme afin de déterminer la classe de bois à laquelle la poutre appartient.

6.2 Essai de compression axiale

Cet essai demande un peu plus de moyens à mettre en oeuvre comme c'est un essai destructif. Pour réaliser cet essai il est indispensable d'avoir accès à une presse hydraulique afin d'exercer une force suffisante pour mener l'échantillon jusqu'à sa rupture. La résistance à la compression peut ensuite être obtenue via la relation suivante :

$$f_{c,\parallel} = \frac{F}{A} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \tag{6.2}$$

Une fois la résistance obtenue, on effectue les mêmes démarches que pour la masse volumique. Dès que la classe a été déduite, il est possible de connaître la résistance à la compression transversale ($f_{c,\perp}$, valeur fournie dans la norme).
Cependant, à l'aide de ces deux valeurs, il est intéressant de connaître la résistance à la compression pour n'importe quelle inclinaison par rapport aux fibres. Ceci est possible grâce à un modèle décrit dans l'Eurocode concernant le bois structural. Ce modèle se base sur les équations de Hankinson, Kollmann et Hagen[Han21]. Cette formule permet de connaître la résistance à la compression pour un angle α, en connaissant les résistances $f_{c,\parallel}$ et $f_{c,\perp}$:

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{c,\perp} \cdot f_{c,\parallel}}{f_{c,\perp} cos^2(\alpha) + f_{c,\parallel} sin^2(\alpha)} \tag{6.3}$$

Cette variation en fonction de l'angle α peut être observée sur la figure 6.1. Sur ce graphique on a schématisé la résistance moyenne en fonction de l'angle par rapport aux fibres du bois.

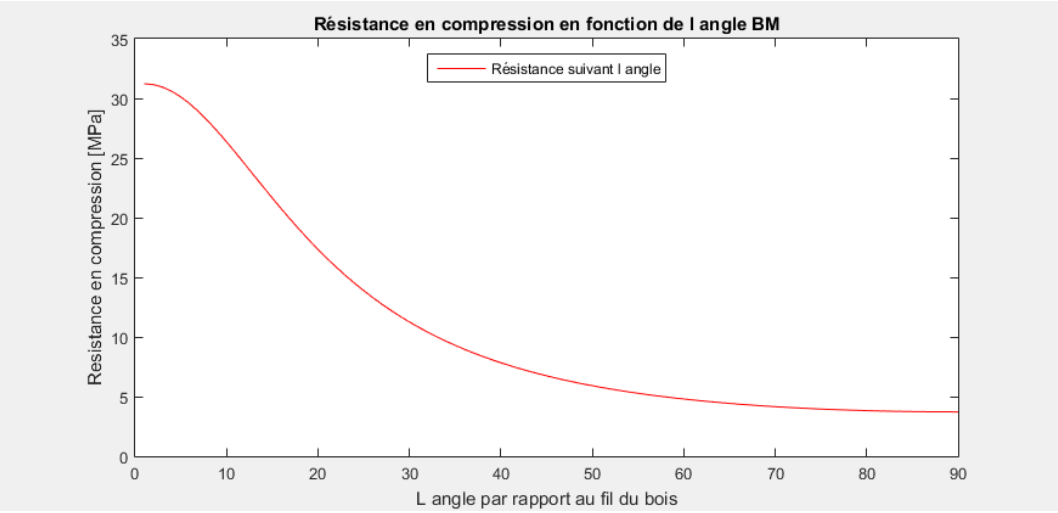


FIGURE 6.1 – Représentation de la résistance moyenne en compression du bois massif de classe C24 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force.

La même approche peut être utilisée pour la résistance à la traction dès que la classe du bois est connue. Dans ce cas, $f_{t,\parallel}$ et $f_{t,\perp}$ sont données dans la norme. Une formule similaire à l'équation 6.3 peut être utilisée :

$$f_{t,\alpha} = \frac{f_{t,\perp}.f_{t,\parallel}}{f_{t,\perp}cos^2(\alpha) + f_{t,\parallel}sin^2(\alpha)} \tag{6.4}$$

6.3 Essai de flexion en 4 points

Cet essai demande à peu près les mêmes moyens à mettre en oeuvre que l'essai de compression. Il est aussi indispensable d'utiliser une presse hydraulique. Lorsqu'un essai de flexion est effectué en quatre points, la relation qui lie la contrainte de rupture à la force est la suivante :

$$f_m = \frac{3Fa}{bh^2} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \tag{6.5}$$

Où

- F est la force totale exercée sur l'échantillon par la presse [N].
- a est la distance entre la réaction d'appui et l'application de la force la plus proche $(6h \pm 1.5h)$ [mm].
- b est la largeur de l'échantillon [mm].
- h est la hauteur de l'échantillon [mm].

Chapitre 7

Détermination du mode de rupture de l'assemblage bois-bois

Maintenant que le matériau bois est bien assimilé, on se focalise sur le dimensionnement de l'assemblage considéré, l'embrèvement. Les généralités sur cet assemblage ont déjà été présentées dans la section 1.2 du chapitre 1. Dans le chapitre qui suit, une présentation des deux méthodes de dimensionnement d'un embrèvement. La première méthode est issue de l'Eurocode 5[NBN05], norme de référence pour la construction des structures en bois. Actuellement c'est cette méthode de dimensionnement des embrèvements qui est utilisée. La seconde partie de ce chapitre, porte sur la détermination du mode de rupture de l'assemblage bois-bois à l'aide de l'application de la méthode des champs de contraintes discontinues.

L'embrèvement sera étudié selon deux angles β différents (l'angle β est repris sur la figure 7.1). Ces deux angles sont 25° et 40°. La configuration de l'embrèvement avec un angle $\beta = 25°$ suscite un intérêt certain étant donné que l'Eurocode 5 ne couvre pas cette inclinaison. L'inclinaison que recouvre l'Eurocode vaut $30° < \beta < 60°$.

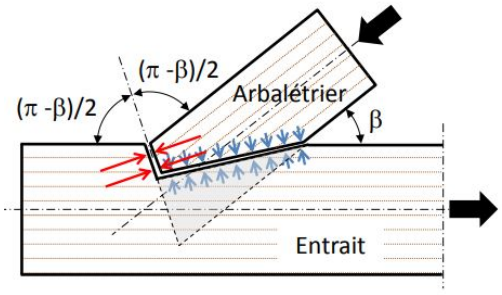


FIGURE 7.1 – Visualisation de l'angle β d'un embrèvement.[Lat15b]

Pour commencer, la classe de bois des poutres qui constituent les embrèvements

doit être connue. Ce classement a été réalisé à l'aide d'essais dont l'interprétation est détaillée dans le chapitre 13. Dans les deux tableaux ci-dessous, on retrouve respectivement le classement des poutres (tableau 7.1) suivi du tableau qui reprend la constitution des échantillons en fonction de ces trois poutres (tableau 7.2). Ce tableau permet de se situer sur l'estimation du calcul de la rupture et facilite l'interprétation des essais.

Poutre	**Classement**
A	C40
B	C50
C	C50

TABLE 7.1 – Récapitulatif du classement du bois pour les trois poutres.

Échantillon	**Arbalétrier**	**Entrait**
E1	C	A
E2	C	A
E3	C	C
E4	C	B
F1	B	A
F2	B	A
F3	B	A
F4	B	A

TABLE 7.2 – Composition des embrèvements à partir des trois poutre.

7.1 Méthode selon l'Eurocode 5

Dans cette section, on va présenter la méthode conventionnelle de calcul [1] d'un embrèvement. Cette méthode différencie deux types d'embrèvements simples, notamment ceux qui présentent un angle droit entre l'about et le pas et ceux présentant un angle quelconque. On détaillera uniquement le deuxième type d'embrèvement, car ce sont ceux-là qui nous intéressent. Cependant, il est possible d'étudier les embrèvements comprenant un angle droit grâce aux équations suivantes. La différence entre les deux méthodes se situe au niveau simplification des formules, par la présence de l'angle droit.

La démarche pratiquée par l'Eurocode 5 se base sur une vérification de plusieurs modes de rupture possibles dans le matériau. En outre, selon le type de sollicitation,

1. Cette section se réfère aux trois ouvrages suivants : [Ba14],[Des] et [Lat15b].

cela permet d'obtenir la valeur adéquate de la rupture. Dans l'ensemble, cette procédure permet de déterminer si la contrainte σ due à la force F appliquée se répartissant sur les différentes surfaces A de l'embrèvement est inférieure à la valeur de la résistance de design f_d. Ces critères de rupture ne proviennent pas directement de l'Eurocode mais bien de plusieurs interprétations de critères de calculs effectués à l'état limite ultime (ELU) [2] de l'étude d'assemblages traditionnels.

Avec :

$$\sigma = \frac{F}{A} \leq f_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = f_d \tag{7.1}$$

La résistance de design f_d est une valeur sécuritaire obtenue par la pondération de la résistance caractéristique f_k et de deux coefficients (k_{mod} [3] et γ_m [4]).

7.1.1 Hypothèses

Pour permettre de coller au mieux avec la réalité, une série d'hypothèses pour le dimensionnement sont formulées :

- Le bois massif constituant l'assemblage étudié est de la même essence.
- Les variations dimensionnelles dues au retrait et au gonflement ne sont pas considérées.
- Aucun frottement entre les plans de contact de l'entrait et l'arbalétrier n'est pris en compte. Les efforts sont donc uniquement transmis par compression.
- Les découpes de l'assemblage sont considérées comme parfaites. On a donc une transmission de l'effort par le plan d'assemblage.

7.1.2 Disposition de conception et restrictions géométriques de l'embrèvement

Des restrictions géométriques sont établies afin d'optimiser les performances de l'assemblage. Le but est d'obtenir la résistance en compression oblique sur la surface d'about la plus haute possible. Étant donné que la transmission d'effort dans l'embrèvement se fait majoritairement par l'about, un angle de découpe ϵ est imposé. Cet angle est défini comme étant égal à la bissectrice de l'angle obtu formée entre l'entrait et l'arbalétrier :

2. L'état limite ultime : Sécurité de la structure. Cela consiste à vérifier que les éléments de structure ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge appliquée.
3. Coefficient correcteur pour le dimensionnement.
4. Coefficient de sécurité appliqué au matériau.

$$\epsilon = \frac{\pi - \beta}{2} \tag{7.2}$$

Pour pouvoir déterminer l'inclinaison du pas γ de manière générale, on a recours à la formule suivante :

$$\gamma = \tan^{-1}(\frac{t}{d}\sin(\beta) - \frac{t}{\tan(\epsilon)}) \tag{7.3}$$

Il est également important de veiller à ne pas trop entailler l'entrait pour permettre de s'assurer que la section de l'entrait qui est sollicitée en traction ne soit pas réduite de manière trop conséquente [5]. La profondeur de l'entaille t doit respecter les critères suivants en fonction de l'angle d'inclinaison de l'arbalétrier par rapport à l'entrait [Ba14] :

$$\begin{cases} t \leq \frac{h}{4} \quad si \quad \beta \leq 50° \\ \frac{h}{6} \leq t \leq \frac{h}{4} \quad si \quad 50° \leq \beta \leq 60° \\ t \leq \frac{h}{6} \quad si \quad \beta > 60° \end{cases}$$

En plus d'une imposition sur la profondeur du talon, l'Eurocode 5 recommande une inclinaison de l'arbalétrier (angle β) se situant entre $30° \leq \beta \leq 60°$. Dans cette tranche de valeurs de l'angle β, la prise en compte ou non de l'interpénétration des fibres influence peu les valeurs de résistances obtenues par l'Eurocode 5 [6] par rapport à d'autres théories prenant celles-ci en compte. Une imposition sur la valeur maximum de l'angle β a lieu pour éviter une sollicitation du bois presque perpendiculaire.

7.1.3 Calcul d'un embrèvement selon l'Eurocode 5 : cas simplifié

On commence avec un cas simplifié de dimensionnement d'embrèvement (comme le préconise l'Eurocode 5). Ce modèle suppose un angle droit ($\gamma = \frac{\beta}{2}$) entre la surface de l'about et la surface du pas, comme il est possible de constater sur la figure 7.2. Cette imposition sur la perpendicularité des surfaces de découpes simplifie les critères de dimensionnement. De plus, cette méthode préconise une hauteur de talon définie par l'équation 7.4 :

$$t = \cos(\frac{\beta}{2}) * \sin(\frac{\beta}{2}) * \frac{d}{\sin(\beta)} = \frac{d}{2} \tag{7.4}$$

5. Règle de conception provenant d'une norme suisse, la SIA [16492].
6. L'Eurocode 5 néglige l'interpénétration des fibres.

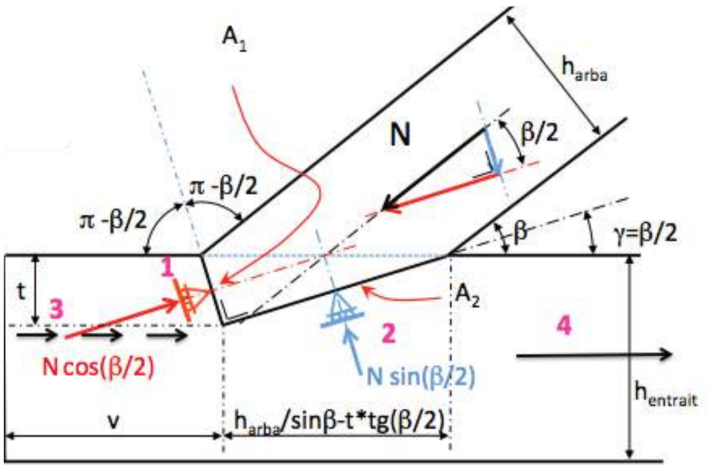


FIGURE 7.2 – Représentation schématique des efforts dans un embrèvement selon l'Eurocode : cas simplifié. [Lat15b]

Comme cela peut être constaté sur la figure ci-dessus, ce modèle simplifié de l'Eurocode permet aux trois axes d'efforts d'être concourants. Cela évite l'apparition de moments parasitaires locaux au sein de l'assemblage, ainsi que des efforts de frottements imprévus. Les différents critères de rupture repris ci-dessous se basent sur la notation issue de la figure 7.2. Cette figure représente un embrèvement sollicité par une force N sur son arbalétrier. Cette sollicitation entraîne la vérification de quatre critères de rupture [7] :

1. Vérification du critère de compression oblique sur la surface de l'about

L'effort N_a repris au niveau de l'about dû à l'effort N appliqué sur l'arbalétrier vaut :

$$N_a = N * \cos(\frac{\beta}{2}) \tag{7.5}$$

Où la surface de l'about est :

$$A_1 = \frac{b * t}{\cos(\frac{\beta}{2})} \tag{7.6}$$

La vérification du critère de rupture s'écrit comme suit :

$$\sigma_1 = \frac{N \cos(\frac{\beta}{2})}{A_1} \leq f_{c,\frac{\beta}{2},d} \tag{7.7}$$

7. La détermination des résistances en compression se calcule à l'aide de la formule d'Hankinson 6.3.

La condition de dimensionnement de l'épaisseur du talon s'écrit alors :

$$t \geq \frac{N \cos^2(\frac{\beta}{2})}{b * f_{c,\frac{\beta}{2},d}} \tag{7.8}$$

2. Vérification du critère de compression oblique sur la surface du pas

L'effort repris au niveau de la surface de pas est déterminé de la manière suivante :

$$N_p = N * \sin(\frac{\beta}{2}) \tag{7.9}$$

Avec comme surface de pas :

$$A_2 = (\frac{d}{\sin(\beta)} - t * \tan(\frac{\beta}{2}) * \frac{b}{\cos(\gamma)}) \tag{7.10}$$

Ce qui donne comme critère de rupture au niveau du pas :

$$\sigma_2 = \frac{N \sin(\frac{\beta}{2})}{A_2} \leq f_{c,\frac{\pi}{2}-\gamma,d} \tag{7.11}$$

Ce deuxième critère n'est en principe jamais le critère déterminant. Il est fréquent lors du dimensionnement des embrèvements de constater que l'intégralité de l'effort N est repris uniquement par l'about. Cette considération est notamment faite par la norme suisse SIA [16492].

3. Vérification du critère de cisaillement du talon

Dans le cas du cisaillement du talon, l'effort rasant provoquant ce cisaillement est défini comme étant la composante horizontale de 7.5 :

$$N_t = N * \cos^2(\frac{\beta}{2}) \tag{7.12}$$

La surface du talon est déterminée par :

$$A_3 = b * v \tag{7.13}$$

Dans ce cas-ci, le critère de rupture se traduit par :

$$\tau_1 = \frac{N \cos^2(\frac{\beta}{2})}{A_3} \leq \tau_d \tag{7.14}$$

De plus, une condition sur la longueur du talon est établie. Cette condition est issue de la prise en compte de la fissuration de la poutre par un facteur réducteur soumis sur la largeur b de l'élément. La longueur du talon s'exprime par :

$$v \geq \frac{N \cos^2(\frac{\beta}{2})}{b * \tau_d} \tag{7.15}$$

4. Vérification du critère de traction dans l'entrait

La surface de l'entrait entaillé se détermine avec :

$$A_4 = b * (h - t) \tag{7.16}$$

Ce dernier critère vérifie l'étendue de traction régnant dans la section réduite de l'entrait. Cette condition de rupture se vérifie avec :

$$\sigma_3 = \frac{N \cos^2(\frac{\beta}{2})}{A_4} \leq f_{t,\parallel,d} \tag{7.17}$$

7.1.4 Calcul d'un embrèvement selon l'Eurocode 5 : cas général

Dans le cas général, il n'y a plus d'imposition de perpendicularité entre la surface d'about et la surface du pas. La représentation géométrique de l'embrèvement est symbolisé sur la figure 7.3. C'est avec cette disposition géométrique que les embrèvements réalisés seront testés en laboratoire. Les hypothèses du calcul du cas simplifié sont également valables pour le calcul du cas général.

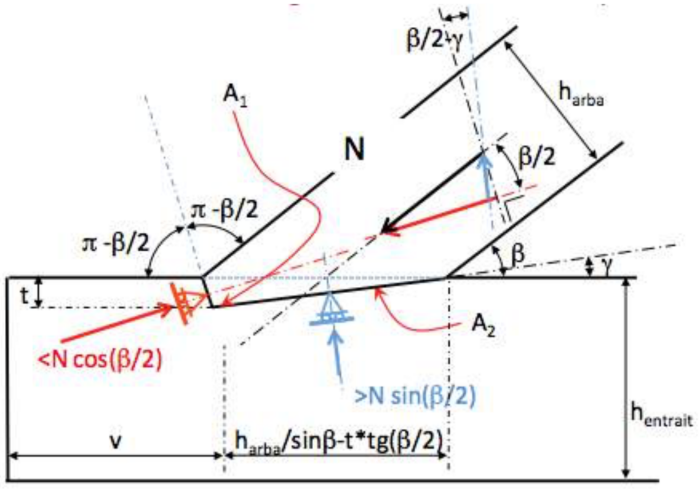


FIGURE 7.3 – Représentation schématique des efforts dans un embrèvement selon l'Eurocode : cas général. [Lat15b]

L'effort dans l'about sera plus faible que calculé dans le cas simplifié. Les critères 1 et 3 peuvent donc se déterminer avec sécurité. L'effort sur le pas lui va être supérieur dans ce cas-ci. Toutefois, ce critère reste non relevant en comparaison du premier critère. Les troisième et quatrième critère se déterminent avec les mêmes formules que précédemment. Le raisonnement appliqué est donc similaire au cas simplifié. Cependant, le point négatif du calcul d'un embrèvement avec le cas général est que

les trois axes d'efforts ne sont plus concourants et cela peut induire des moments parasitaires locaux et des efforts de frottements inattendus (Représentés sur la figure 7.3).

1. Vérification du critère de compression oblique sur la surface de l'about

Dans ce cas-ci, l'effort N_a repris au niveau de l'about dû à l'effort N appliqué sur l'arbalétrier vaut :

$$N_a = N * (\cos(\frac{\beta}{2}) - \sin(\frac{\beta}{2})) * \tan(\frac{\beta}{2} - \gamma) \tag{7.18}$$

La vérification du critère de rupture s'écrit comme suit :

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{A_1} \tag{7.19}$$

La condition de dimensionnement de l'épaisseur du talon s'écrit alors :

$$t \geq \frac{N \cos^2(\frac{\beta}{2})}{b * f_{c,\frac{\beta}{2},d}} \tag{7.20}$$

2. Vérification du critère de compression oblique sur la surface du pas

En repartant de la même logique, l'effort repris au niveau de la surface du pas est déterminé de la manière suivante :

$$N_p = N * \frac{\sin(\frac{\beta}{2})}{\cos(\frac{\beta}{2} - \gamma)} \tag{7.21}$$

Ce qui donne comme critère de rupture :

$$\sigma_2 = \frac{N_p}{A_2} \leq f_{c,\frac{\pi}{2}-\gamma,d} \tag{7.22}$$

3. Vérification du critère de cisaillement du talon

L'effort rasant dans le talon dans le cas général est déterminé comme :

$$N_t = N * \cos^2(\frac{\beta}{2}) \tag{7.23}$$

Où le critère de rupture devient donc :

$$\tau_1 = \frac{N_t}{A_3} \leq \tau_d \tag{7.24}$$

La condition sur la longueur de talon devient :

$$v \geq \frac{N \cos^2(\frac{\beta}{2})}{b * \tau_d} \tag{7.25}$$

Il est à noter que ce critère est toujours vérifié.

4. Vérification du critère de traction dans l'entrait

Dans ce cas-ci, le dernier critère de rupture se traduit par :

$$\sigma_3 = \frac{N_t}{A_4} \leq f_{t,\|,d} \tag{7.26}$$

7.1.5 Résultats des calculs théoriques des critères de rupture selon les méthodes de l'Eurocode 5

Maintenant que les méthodes de dimensionnement selon les critères de l'Eurocode 5 sont établies, on va appliquer ces méthodes sur un embrèvement possédant les géométries réelles des essais testés en laboratoire. Cette application permet une comparaison ultérieure des attentes théoriques prévues selon l'Eurocode 5 et les valeurs réelles des essais. Ce dimensionnement est réalisé pour les deux types d'embrèvements étudiés (25° et 40°). De plus les calculs théoriques présentés dans cette section sont réalisés sur base des résultats obtenus lors de la caractérisation du bois massif 13. Enfin, afin de permettre une comparaison théorique et expérimentale, on a repris les mêmes caractéristiques géométriques que nos prédécesseurs [Poe15] [Mis17].

Embrèvement simple (25°)

Soit un embrèvement simple à 25° avec comme caractéristiques géométriques :

Caractéristique de l'embrèvement	Valeur
Inclinaison de l'arbalétrier par rapport à l'entrait	25°
Hauteur h des éléments de l'embrèvement	225mm
Épaisseur des éléments de l'embrèvement	75mm
Hauteur t du talon	40mm
Longueur v du talon	300mm
Taux hygroscopique	12%

TABLE 7.3 – Caractéristiques géométriques de l'embrèvement simple à (25°).

En supposant que l'embrèvement ayant les caractéristiques géométriques de la table 7.3 répondent aux hypothèses de calculs de l'Eurocode 5, les charges de rupture des différentes surfaces sont calculées (selon le dimensionnement des méthodes de l'Eurocode). Ces valeurs sont données dans les tables 7.4 et 7.5 :

	Résultat cas simplifié [kN]	**Résultat cas général [kN]**
Compression sur la surface de l'about	220.5	**95.96**
Compression sur la surface du pas	968.99	987.16
Cisaillement du talon	**122.5**	122.5
Traction dans l'entrait	390.02	641.36

TABLE 7.4 – Récapitulatif des charges de rupture des surfaces selon les critères de l'Eurocode 5 pour un bois massif classé C40 (angle de 25°).

	Résultat cas simplifié [kN]	**Résultat cas général [kN]**
Compression sur la surface de l'about	243.08	**105.6**
Compression sur la surface du pas	1039.24	1056.63
Cisaillement du talon	**122.5**	122.5
Traction dans l'entrait	502.63	826.54

TABLE 7.5 – Récapitulatif des charges de rupture des surfaces selon les critères de l'Eurocode 5 pour un bois massif classé C50 (angle de 25°).

Embrèvement simple (40°)

Soit un embrèvement simple à 40° avec comme caractéristiques géométriques :

Caractéristique de l'embrèvement	**Valeur**
Inclinaison de l'arbalétrier par rapport à l'entrait	40°
Hauteur h des éléments de l'embrèvement	225mm
Épaisseur des éléments de l'embrèvement	75mm
Hauteur t du talon	43.1mm
Longueur v du talon	293.3mm
Taux hygroscopique	12%

TABLE 7.6 – Caractéristiques géométriques de l'embrévement simple à (40°).

Les valeurs de ruptures selon les différents modèles de l'Eurocode 5 sont données dans les tables 7.7 et 7.8.

	Résultat cas simplifié [kN]	**Résultat cas général [kN]**
Compression sur la surface de l'about	185.92	**88.88**
Compression sur la surface du pas	413.8	434.43
Cisaillement du talon	**129.29**	129.29
Traction dans l'entrait	421	680.71

TABLE 7.7 – Récapitulatif des charges de ruptures des surfaces selon les critères de l'Eurocode 5 pour un bois massif classé C40 (angle de 40°).

	Résultat cas simplifié [kN]	**Résultat cas général [kN]**
Compression sur la surface de l'about	203.06	**97**
Compression sur la surface du pas	443.52	465.49
Cisaillement du talon	**129.29**	129.29
Traction dans l'entrait	542.55	877.24

TABLE 7.8 – Récapitulatif des charges de ruptures des surfaces selon les critères de l'Eurocode 5 pour un bois massif classé C50 (angle de 40°).

Constations théoriques des modèles de l'Eurocode 5 selon les angles de 25° et 40°

Au vu des calculs théoriques, on peut conclure que le cas simplifié se distingue du cas général. Dans le modèle simplifié, le critère de rupture est obtenu par cisaillement au niveau de la surface du talon. Tandis que dans le cas général, le critère limitant est le critère de la vérification de la résistance en compression au sein de la surface d'about. Les efforts de compression sont plus sécuritaires dans le cas général que dans le cas simplifié. De manière générale, en fonction des critères de l'Eurocode 5, une rupture par compression de la surface d'about est attendue.

7.2 Méthode du champ de contrainte discontinu

Dans cette section, on utilise les modèles théoriques tels que les champs de contraintes discontinus et le critère de rupture de Tsai-Wu dans les chapitres 4 et 5 respectivement. Ces modèles théoriques seront utilisés dans le cadre de l'étude des

champs de contraintes discontinus au sein d'un embrèvement réalisé en bois massif. Cette section sert de référence théorique à la confrontation entre la théorie et la pratique [8].

La méthodologie employée lors de l'évaluation des ruptures théoriques est décrite dans la section 4.2.1 de ce travail. Ceci rend possible l'évaluation des valeurs théoriques de rupture de nos embrèvements.

Dans la table 7.9 ci-dessous, se trouve un récapitulatif du classement des trois différentes poutres. D'avantages d'information quant au classement des éprouvettes se retrouvent dans la table 7.2 située en début de chapitre.

Poutre	Classement
A	C40
B	C50
C	C50

TABLE 7.9 – Récapitulatif du classement du bois pour les trois poutres.

7.2.1 Embrèvement avec un angle de 25°

Cette sous-section de chapitre regroupe les essais sur embrèvements avec un angle de 25°. Cependant cet angle a été étudié avec deux appuis différents. La première série (la plus conséquente) concerne les essais avec un appui tel que les efforts sont non-concourants comme réalisé par nos prédécesseurs. Le second type d'essai, qui lui concerne un seul échantillon, est réalisé à l'aide d'un appui tel que la force résultante de cet appui, la force appliquée et la traction reprise par les tiges filetées convergent en un point.

Appui impliquant des efforts non-concourants en 25°

Pour cette série d'essai, on obtient un champs de contrainte tel que représenté sur la figure 7.4 ainsi que les cercles de Mohr du champs nodal situé dans le talon (représenté sur la figure 7.5). Ces représentations sont issues d'une simulation considérant une classe de bois C40. Pour la classe de bois C50 les figures représentant le champs de contrainte et les cercles de Mohr sont presque identiques, à l'exception près que les contraintes principales dans les cercles de Mohr sont un peu plus élevées. Ceci donne des cercles un peu plus grands mais dont l'allure est la même.

8. La confrontation entre les résultats théoriques et les valeurs obtenues lors des essais se fera dans le chapitre 14.

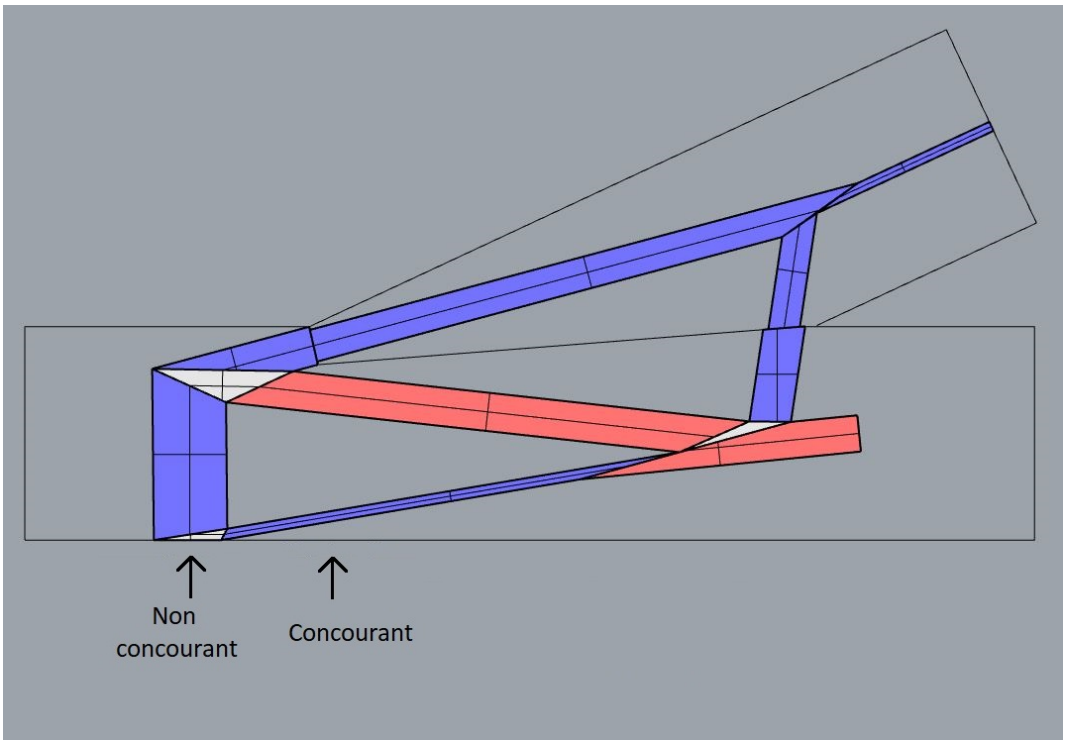


FIGURE 7.4 – Champs de contrainte pour un embrèvement de 25° en bois massif C40.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge ils représentent les champs soumis la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

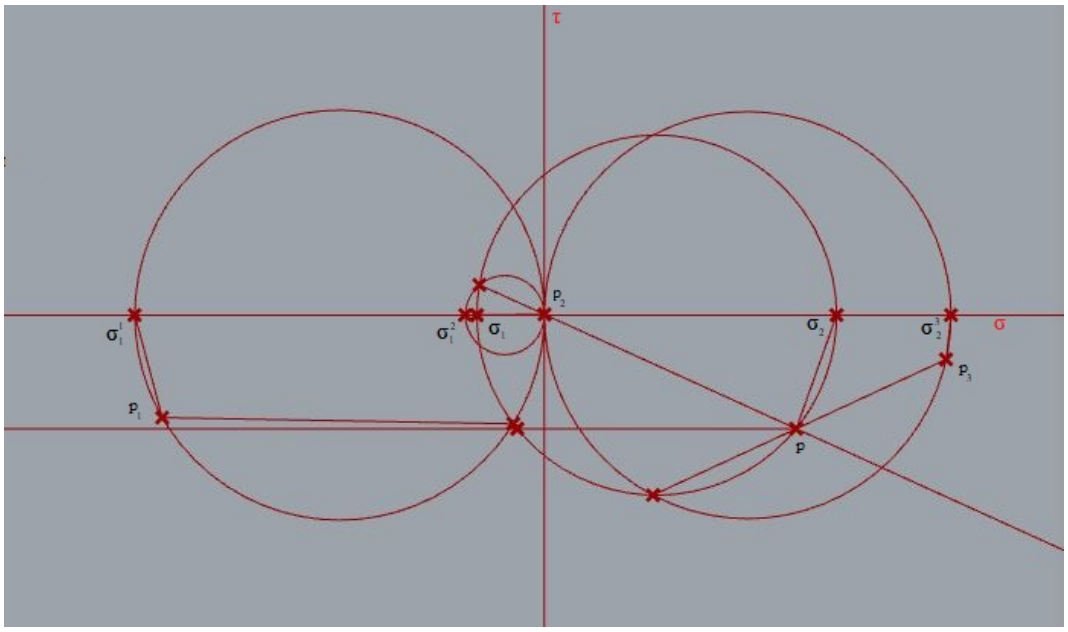


FIGURE 7.5 – Cercle de Mohr du champ nodal situé juste en-dessous du talon d'un embrèvement de 25° en bois massif C40.

En analysant les résultats que nous procure la méthode des champs de contrainte discontinus, nous constatons dans la table 7.10 deux valeurs de ruptures différentes s'expliquant par la classe de bois constituant les entraits. Nous retenons la classe de l'entrait car la rupture intervient dans l'entrait, notamment dans le champs nodal situé dans le talon. La rupture de ce champ nodal se manifeste par le décrochement du talon.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
E1	65.5	Décrochage du talon
E2	65.5	Décrochage du talon
E3	70	Décrochage du talon

TABLE 7.10 – Valeurs théoriques de rupture des embrèvements en bois massif à 25° (efforts non concourants).

Appui impliquant des efforts concourants en 25°

Pour cette essai, contrairement à l'essai précédent, seule une simulation a été réalisée. Celle-ci a été faite en considérant une classe de bois C50 étant donné que l'arbalétrier et l'entrait ont cette classe. Sur la figure 7.6 ci-dessous, il est possible de constater que le champ discontinu est fort différent du champ de contraintes pour un angle de 25° possédant un appui non-concourant. Ceci est dû au fait que

l'appui vertical n'est plus au même endroit. On constate que ce changement dans la disposition des bielles et tirants a un impact sur les cercles de Mohr (représenté sur le figure 7.7). Cette différence s'explique par une différence dans l'inclinaison des bielles et du tirant par rapport au fil de l'entrait.

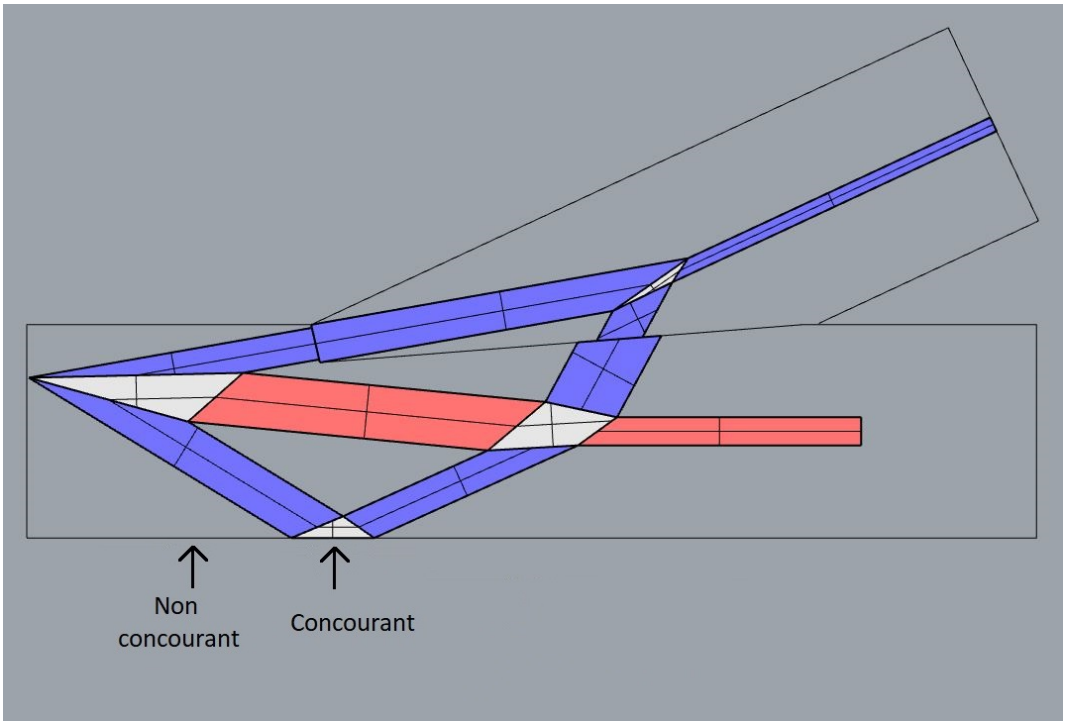


FIGURE 7.6 – Champs de contrainte pour un embrèvement de 25° concourant en bois massif C50.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge ils représentent les champs soumis à la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

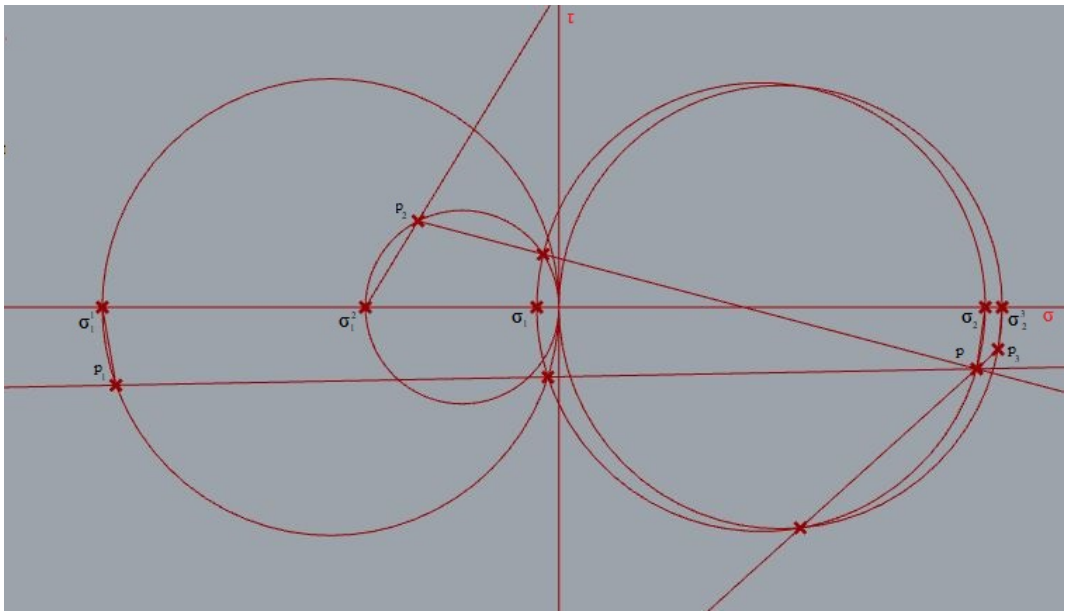


FIGURE 7.7 – Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 25° concourant en bois massif C50.

Le tableau ci-dessous prédit la valeur théorique de rupture. Cette rupture se fait par décrochage du talon, comme c'est le cas pour l'appui engendrant des efforts extérieurs non-concourants. Cependant, en comparant la valeur de rupture de l'échantillon E3 [9] et l'échantillon E4, On constate que la valeur de rupture est plus élevée lorsque l'embrèvement a un appui concourant.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
E4	78	Décrochage du talon

TABLE 7.11 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en bois massif à 25° (efforts concourants).

7.2.2 Embrèvement avec angle de 40°

Cette section se structure de la même manière que la section précédente, l'angle étudié est ici de 40°.

Appui impliquant des efforts non-concourant en 40°

Ci-dessous, il est possible de voir le champ de contraintes représenté sur la figure 7.8 pour cette série d'essais. Les contraintes du champ nodal peuvent être retrouvées

9. Échantillon testé avec un angle de 25° possédant un appui impliquant que les forces extérieures soient non-concourantes. Cet échantillon possède la même classe de bois que l'échantillon E4.

sur la figure 7.9 qui reprend les cercles de Mohr de champ nodal.

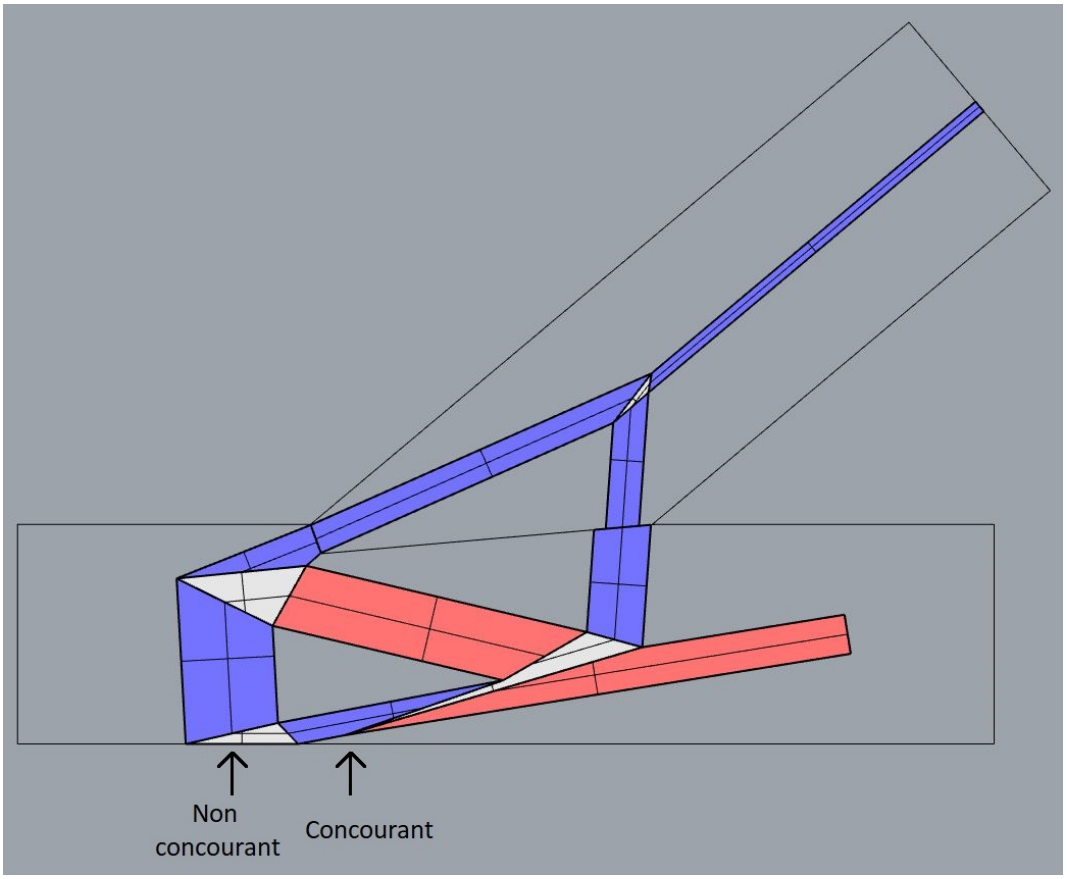


FIGURE 7.8 – Champs de contraintes pour un embrèvement de 40° en bois massif C50.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge ils représentent les champs soumis à la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

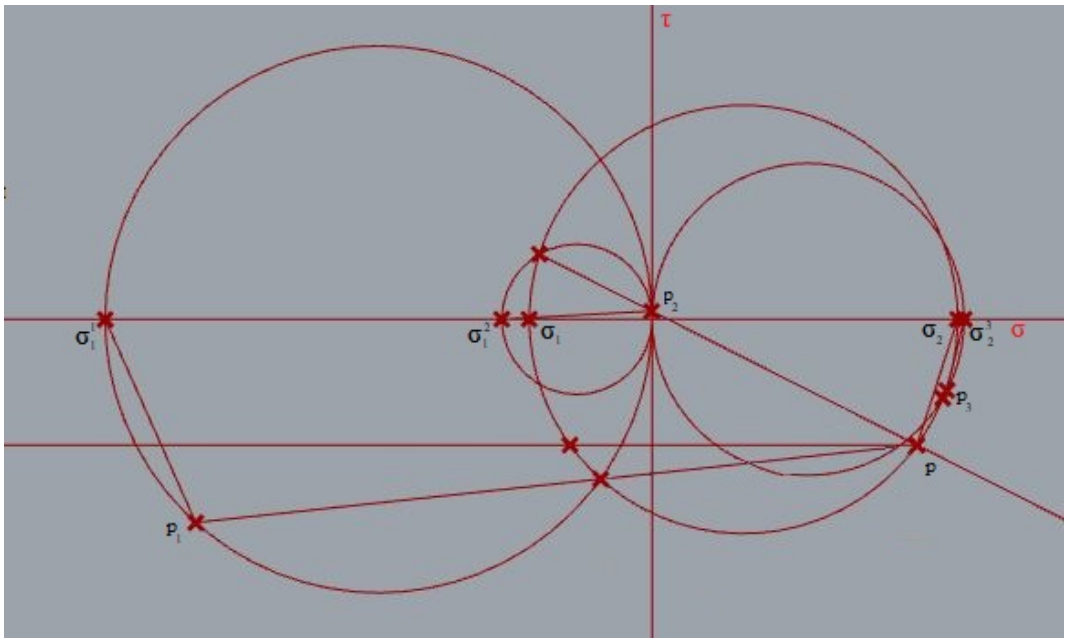


FIGURE 7.9 – Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° en bois massif C50.

Le tableau 7.12 reprend les valeurs de rupture attendues lors des essais dont l'appui fait que les forces extérieures soient non-concourantes. Les trois ruptures se font par une rupture par compression excessive de l'about de l'arbalétrier. Étant donné qu'on se retrouve avec une rupture dans l'arbalétrier qui a une classe C50, on considère que l'ensemble de l'assemblage est une classe C50.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
F1	88	Rupture compression about
F2	88	Rupture compression about
F3	88	Rupture compression about

TABLE 7.12 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en bois massif de 40° (efforts non concourant).

Appui impliquant des efforts concourant en 40°

Pour ce type d'essai, seul un échantillon a été étudié théoriquement. Le champ de contrainte issu de cette étude peut être visualisé la figure **??**. On constate que l'angle entre le pas et les deux bielles est différent de la simulation pour la série d'essai ayant

un appui impliquant des efforts extérieurs non-concourants pour un angle 40°. Les cercles de Mohr du champ nodal situés dans le talon peuvent être visualisés sur la figure 7.11

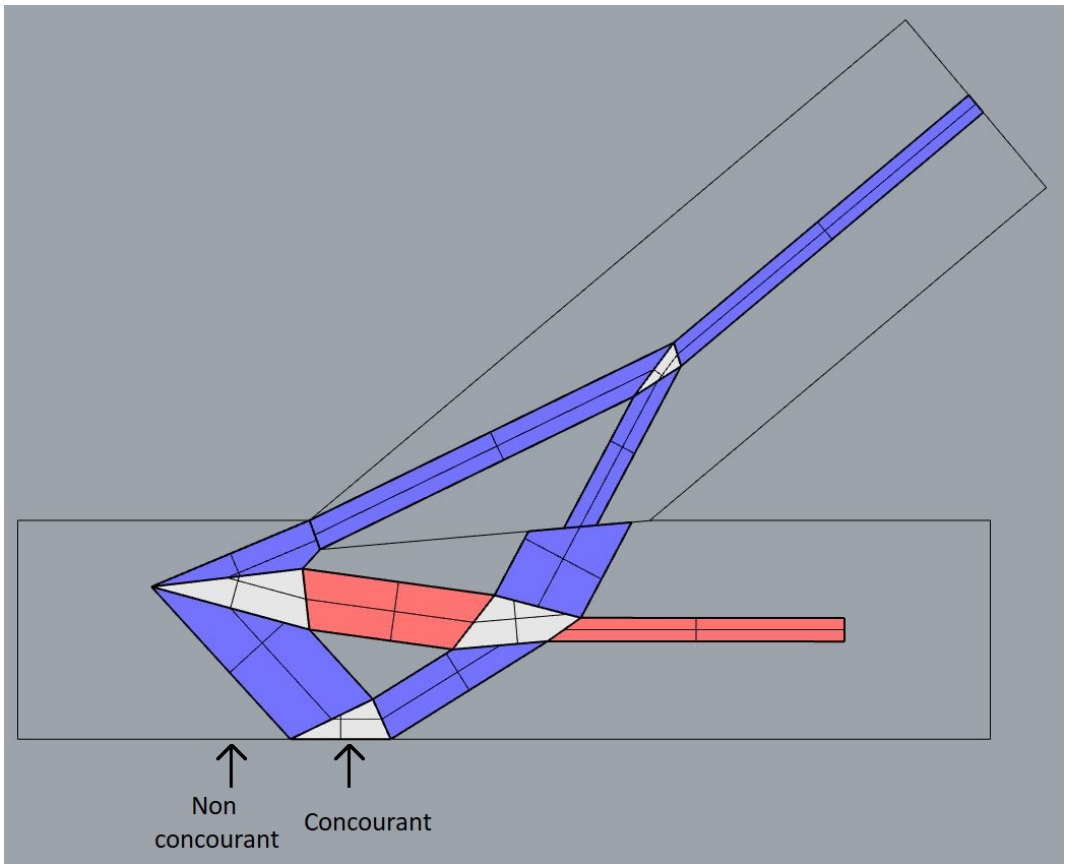


FIGURE 7.10 – Champs de contrainte pour un embrèvement de 40° concourant en bois massif C50.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge ils représentent les champs soumis à la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

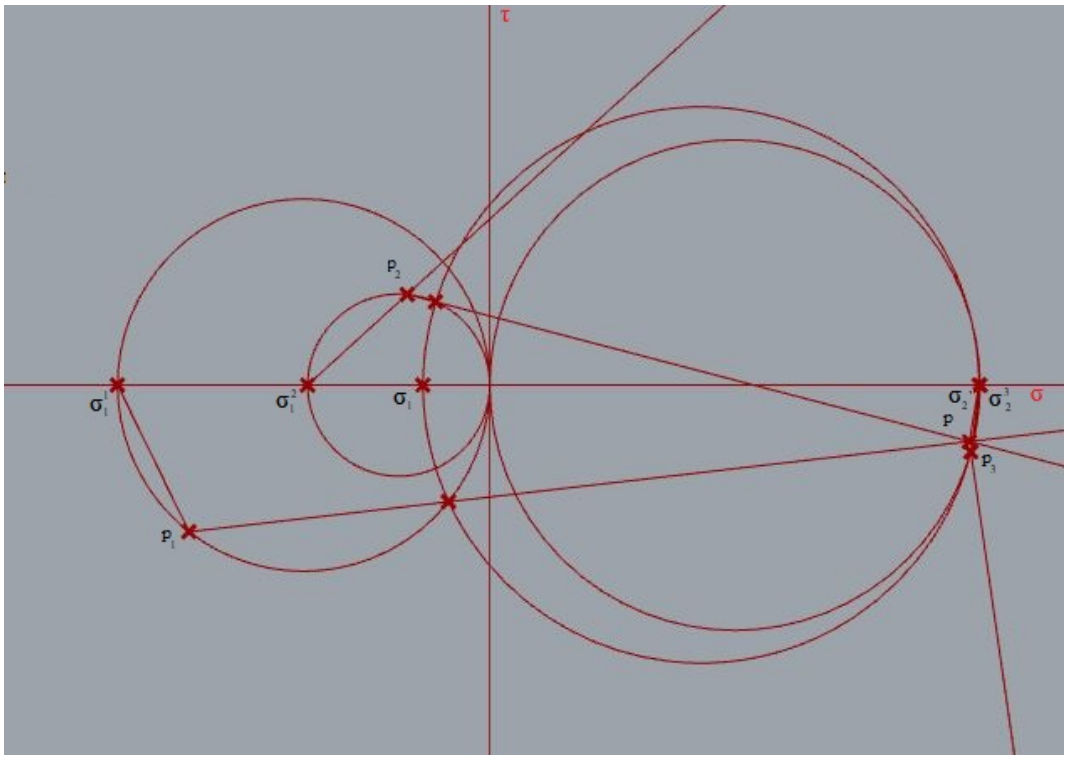


FIGURE 7.11 – Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° concourant en bois massif C50.

Le tableau ci-dessous, nous donne la valeur de rupture prédite lors de cette étude théorique. Comme on peut voir, la rupture prédite ici est du même type de rupture que celle avec un angle de 40° ayant un appui induisant des efforts extérieurs non-concourants. Cependant, on constate que cette rupture est nettement supérieure lorsque l'embrèvement possède un appui concourant. Ceci vient du fait que, lors d'un appui concourant, plus d'efforts transitent par le pas, ce qui n'est pas le cas lors d'un appui induisant des efforts sur l'embrèvement non-concourant. Le fait que plus d'efforts passent par le pas n'est pas un choix de notre part mais bien une conséquence de l'optimisation des chemins de charges comme le préconise le théorème de Maxwell.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
F4	121	Rupture compression about

TABLE 7.13 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en bois massif de 40° (efforts concourants).

7.2.3 Récapitulatif de la méthode de champs de contraintes discontinus

Dans cette partie se retrouve un bref résumé du résultat de la méthode des champs de contraintes discontinus. Petit rappel, l'échantillon numéro 4 est réalisé avec un appui qui engendre des efforts concourants.

Embrèvement ayant un angle de 25°

Toutes les prédictions des ruptures pour cet angle sont des rupture par décrochement du talon. La différence de valeur entre l'échantillon E3 et les échantillons E1 et E2 est due à la classe de bois qui n'est pas la même pour ces trois échantillons [10].

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
E1	65.5	Décrochage du talon
E2	65.5	Décrochage du talon
E3	70	Décrochage du talon
E4	78	Décrochage du talon

TABLE 7.14 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en bois massif à 25°.

Embrèvement ayant un angle de 40°

Toutes les prédictions des ruptures pour cet angle sont des ruptures par excès de compression au niveau de l'about. La rupture devrait se produire dans l'arbalétrier au niveau de l'about.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
F1	88	Rupture compression about
F2	88	Rupture compression about
F3	88	Rupture compression about
F4	121	Rupture compression about

TABLE 7.15 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en bois massif de 40°.

10. Un récapitulatif de l'attribution des classes de bois pour les différents échantillons se trouve en début de ce chapitre.

Chapitre 8

Détermination des propriétés mécaniques du CLT

Dans ce chapitre on cherche à déterminer théoriquement les différentes propriétés mécaniques qui permettent de caractériser le CLT. Ces valeurs seront, par la suite, obtenues par des essais au sein du laboratoire LEMSC. Ces Essais sont décrits dans la partie V de ce mémoire. Lors de ce chapitre, le terme stratifié [1] est employé pour désigner le panneau de CLT. Ce terme est utilisée afin de faciliter la compréhension quant aux sollicitations agissant sur l'ensemble du CLT et celles agissant sur une couche de celui-ci.

Cette partie théorique se base sur plusieurs documents de la littérature. Ces documents traitent des propriétés mécaniques telles que le module de Young dans les deux axes principaux et des résistances à la rupture selon les types de sollicitations appliquées.

On analysera chaque propriété mécanique suivant ces différentes théories. Ensuite, une comparaison sera établie entre les différentes sources dans le but de déterminer une plage de valeurs qui prédirait au mieux les résultats expérimentaux qui devraient être obtenus. Selon les informations fournies par Stabilame, on est en possession d'un CLT constitué de bois C24 [2]. Nos calculs ont été calculées en fonction de ce classement. Cette analyse est effectuée sans prendre en compte des coefficients de sécurité étant donné qu'on cherche à évaluer de manière la plus précise possible les caractéristiques mécaniques du stratifié. En effet, l'application de coefficient de sécurité comme par exemple k_{mod} et γ_m n'est utile que dans le cas d'un dimensionnement où il est nécessaire d'avoir une approche sécuritaire sous-estimant les capacités réelles du matériau dans son rôle structural.

1. Un stratifié est un matériau constitué de plusieurs couches assemblées à l'aide d'une résine.
2. Classement par tri visuel.

Avec :

- k_{mod} : coefficient réducteur s'appliquant directement sur les résistances caractéristiques. Il dépend de la durée de chargement et de la classe de service du matériau (voir Eurocode 5[NBN05]).
- γ_m : coefficient de sécurité appliqué pour les calculs à l'ELU et l'ELS (voir Eurocode 0 [NBN02]).

Lors de calculs de dimensionnement de structures quelconques, on a recours à l'utilisation des valeurs caractéristiques dues au caractère aléatoire du bois et à la présence d'imperfections (telles que des noeuds, fissures, poches de résine et autres). En effet, les valeurs caractéristiques sont une estimation probabiliste sécuritaire.

En revanche, les essais en laboratoire nous fournissent une valeur moyenne sur un nombre réduit d'éprouvettes. Vu le faible nombre d'éprouvettes, il n'est pas possible de ressortir une valeur caractéristique pertinente. Ceci nous a contraint à obtenir les valeurs moyennes des différentes propriétés mécaniques étudiées. Ne connaissant pas les valeurs moyennes exactes, on les a approximées au mieux sur base des valeurs caractéristiques et des écarts types des différentes classes de bois (l'explication du passage des valeurs caractéristiques aux valeurs moyennes se trouve en annexe D).

Enfin, étant donné que le CLT est un matériau composite agencé sous forme de panneau, celui-ci comporte plusieurs directions dépendantes du pli concerné. De plus, afin de simplifier la compréhension de l'utilisation de certains termes qui seront repris tout au long de ce mémoire, on définit arbitrairement le sens longitudinal du panneau comme étant la direction des fibres du bois des plis extérieurs, ainsi que le sens transversal du panneau comme étant la direction des fibres du bois du pli central.

8.1 Modules de Young

Le module de Young d'un matériau est une propriété intrinsèque au matériau, qui lie la contrainte que subit un matériau à la déformation de celui-ci. Cette relation est linéaire et est décrite par le module de Young.

Cette section porte sur la détermination du module de Young suivant l'axe transversal et l'axe longitudinal du panneau. Ces deux modules ont été déterminés selon plusieurs méthodes et sources différentes[San] [Red13] [Dog19]. On commence par une méthode provenant de la théorie des matériaux composites suivi de méthodes retirées d'articles concernant le CLT.

8.1.1 Mécanique des solides déformables

On aborde tout d'abord un petit point d'aspect théorique afin de simplifier la compréhension et resituer le contexte de l'utilisation de cette méthode. La mécanique du solide déformable (MSD) est un modèle mathématique qui se base sur la mécanique des milieux continus (MMC). Cette dernière se concentre sur la déformation des solides. La MSD vient rajouter un modèle de déformation linéaire qui n'est pas présent dans la MMC. Ce modèle permet donc de caractériser la matière lorsque la déformation de la matière est linéaire par rapport à la contrainte appliquée sur celle-ci. Ce modèle ne permet pas de décrire le comportement lors de la rupture du matériau.

A l'aide de la MSD, on va déterminer les modules d'élasticité longitudinale et transversale du stratifié ainsi que son coefficient de Poisson (le cas échéant). Ces résultats de calculs se basent sur l'(les) essence(s) de bois qui est (sont) utilisée(s) pour constituer le CLT. La classe du bois en question intervient à tous les niveaux dans les propriétés mécaniques utilisées pour la réalisation des calculs.

Le développement mathématique part de l'équation qui relie le déplacement à la contrainte qui s'exprime de manière simplifiée (1D) et dans le cas général (3D), respectivement :

$$\sigma_{xx} = E_x * \epsilon_{xx} \tag{8.1}$$

$$\underset{\sim}{\sigma} = \underset{\sim}{\underset{\sim}{c}} : \underset{\sim}{\epsilon} \tag{8.2}$$

Où dans l'équation 8.1, E_x est le module de Young suivant l'axe x. Le module de Young vient lier la déformation à la contrainte au sein du matériau. L'équation 8.2 est une généralisation de l'équation précédente à un espace tridimensionnel. Dans ce cas-ci, on a affaire à un tenseur du quatrième ordre $\underset{\sim}{\underset{\sim}{c}}$ qui lie la matrice de déformation tridimensionnelle aux contraintes. Les matrices $\underset{\sim}{\sigma}$ et $\underset{\sim}{\epsilon}$ sont décrites respectivement aux équations 8.3 et 8.4. Où a_{ij} est la grandeur a agissant sur une surface de normale parallèle à l'axe i et dont la grandeur agit parallèlement à l'axe j.

$$\underset{\sim}{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \tag{8.3}$$

$$\underset{\sim}{\epsilon} = \begin{bmatrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} & \epsilon_{13} \\ \epsilon_{21} & \epsilon_{22} & \epsilon_{23} \\ \epsilon_{31} & \epsilon_{32} & \epsilon_{33} \end{bmatrix} \tag{8.4}$$

Ci dessous, l'équation sous le format indiciel, qui relie les déformations aux contraintes dans un espace tridimensionnel :

$$\sigma_{ij} = \sum_{k=1}^{3}\sum_{l=1}^{3} c_{ijkl} * \epsilon_{kl} \tag{8.5}$$

En considérant la compatibilité des déformations, une simplification peut se faire pour les équations 8.3 et 8.4. Où les matrices $\underset{\sim}{\sigma}$ et $\underset{\sim}{\epsilon}$ deviennent symétriques ($a_{ij} = a_{ji}$). On peut donc réécrire ces matrices, respectivement :

$$\underset{\sim}{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \tag{8.6}$$

$$\underset{\sim}{\epsilon} = \begin{bmatrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} & \epsilon_{13} \\ \epsilon_{12} & \epsilon_{22} & \epsilon_{23} \\ \epsilon_{13} & \epsilon_{23} & \epsilon_{33} \end{bmatrix} \tag{8.7}$$

De ce fait, le tenseur $\underset{\sim}{c}$ a une symétrie mineure ($c_{ijkl} = c_{jikl}$ et $c_{ijkl} = c_{ijlk}$). Ce tenseur de contraintes est dérivé d'une énergie potentielle. Ceci implique au niveau du tenseur une symétrie majeure ($c_{ijkl} = c_{klij}$).

A l'aide de ces propriétés, $\underset{\sim}{c}$ possède 21 composants (c_{ijkl}) au lieu de 81 dans le cas où ce tenseur ne possédait aucune des deux symétries. Il est donc possible de réécrire l'équation 8.2 où le tenseur de 4^{ieme} ordre $\underset{\sim}{c}$ serait remplacé par une matrice $[6x6]_{symetrique}$. Dans ce cas, les matrices de contraintes et de déformations, qui sont des matrices $[3x3]_{symetrique}$, peuvent s'exprimer sous la forme d'un vecteur 6x1. L'équation 8.2 devient :

$$\{\sigma\}_{6x1} = [c]_{6x6}\{\epsilon\}_{6x1} \tag{8.8}$$

Cette équation peut s'écrire sous forme développée, de la manière suivante :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} c_{1111} & c_{1122} & c_{1133} & c_{1123} & c_{1113} & c_{1112} \\ c_{1122} & c_{2222} & c_{2233} & c_{2223} & c_{2213} & c_{2212} \\ c_{1133} & c_{2233} & c_{3333} & c_{3323} & c_{3313} & c_{3312} \\ c_{1123} & c_{2223} & c_{3323} & c_{2323} & c_{2313} & c_{2312} \\ c_{1113} & c_{2213} & c_{3313} & c_{2313} & c_{1313} & c_{1312} \\ c_{1113} & c_{2212} & c_{3313} & c_{2312} & c_{1312} & c_{1212} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ 2\epsilon_{23} \\ 2\epsilon_{13} \\ 2\epsilon_{12} \end{pmatrix} \tag{8.9}$$

Cette équation (8.9) est souvent reprise dans la littérature scientifique sous d'autres notations. Ces notations permettent de simplifier l'écriture de ces matrices. L'équation devient alors :

$$\begin{pmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \sigma_3\\ \sigma_4\\ \sigma_5\\ \sigma_6\end{pmatrix} = \begin{bmatrix}c_{11} & c_{12} & c_{13} & c_{14} & c_{15} & c_{16}\\ c_{12} & c_{22} & c_{23} & c_{24} & c_{25} & c_{26}\\ c_{13} & c_{23} & c_{33} & c_{34} & c_{35} & c_{36}\\ c_{14} & c_{24} & c_{34} & c_{44} & c_{45} & c_{46}\\ c_{15} & c_{25} & c_{35} & c_{45} & c_{55} & c_{56}\\ c_{16} & c_{26} & c_{36} & c_{46} & c_{56} & c_{66}\end{bmatrix} \begin{pmatrix}\epsilon_1\\ \epsilon_2\\ \epsilon_3\\ \epsilon_4\\ \epsilon_5\\ \epsilon_6\end{pmatrix} \tag{8.10}$$

L'équation 8.10 est la relation qui lie les déformations aux contraintes dans le cas général en 3D avec un chargement quelconque. Dans le cas d'une structure plane qui est chargée dans son plan, ce qui nous intéresse, il est possible de simplifier cette équation. On peut donc la réécrire de cette manière :

$$\begin{pmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \sigma_6\end{pmatrix} = \begin{bmatrix}c_{11} & c_{12} & c_{16}\\ c_{12} & c_{22} & c_{26}\\ c_{16} & c_{26} & c_{66}\end{bmatrix} \begin{pmatrix}\epsilon_1\\ \epsilon_2\\ \epsilon_6\end{pmatrix} \tag{8.11}$$

Une fois ceci effectué, il faut encore caractériser les 6 inconnues qui composent la matrice $\underset{\sim}{c}$. De plus, la détermination de $\underset{\sim}{\epsilon}$ permettra de déduire le module de Young, car celui-ci est une propriété mécanique qui lie les déformations aux contraintes. Ces coefficients peuvent être obtenus à l'aide de la relation inverse, qui lie les contraintes aux déformations à l'aide du tenseur de 4^{ieme} ordre, $\underset{\sim}{S}$. Celui-ci peut être simplifié de la même manière que le tenseur $\underset{\sim}{c}$. L'équation suivante peut alors être obtenue :

$$\begin{pmatrix}\epsilon_1\\ \epsilon_2\\ \epsilon_6\end{pmatrix} = \begin{bmatrix}S_{11} & S_{12} & S_{16}\\ S_{12} & S_{22} & S_{26}\\ S_{16} & S_{26} & S_{66}\end{bmatrix} \begin{pmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \sigma_6\end{pmatrix} \tag{8.12}$$

En partant des équations 8.11 et 8.12, il est possible de trouver une relation entre $\underset{\sim}{c}$ et $\underset{\sim}{S}$:

$$\underset{\sim}{c} = \underset{\sim}{S}^{-1} \tag{8.13}$$

$$\begin{bmatrix}c_{11} & c_{12} & c_{16}\\ c_{12} & c_{22} & c_{26}\\ c_{16} & c_{26} & c_{66}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}S_{11} & S_{12} & S_{16}\\ S_{12} & S_{22} & S_{26}\\ S_{16} & S_{26} & S_{66}\end{bmatrix}^{-1} \tag{8.14}$$

La matrice $\underset{\sim}{S}$ est la matrice de compliance, matrice de souplesse. Les valeurs de S_{ij} sont plus aisées à obtenir. La matrice $\underset{\sim}{S}$ vaut :

$$\underset{\sim}{S} = \begin{bmatrix}\frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{21}}{E_2} & 0\\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0\\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}}\end{bmatrix} \tag{8.15}$$

À l'aide des valeurs obtenues dans l'équation 8.15, il est possible de déterminer les valeurs pour la matrice $\underset{\sim}{c}$ grâce à l'équation 8.13. Voici l'équation pour la matrice $\underset{\sim}{c}$:

$$\underset{\sim}{c} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & \frac{\nu_{12}*E_2}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & 0 \\ \frac{\nu_{12}*E_2}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & \frac{E_2}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \tag{8.16}$$

Ceci nous donne la matrice de rigidité de chaque pli. Il faut cependant faire attention que E_1 et E_2 ne sont pas les mêmes pour tous les plis de part le sens orthogonal du plis central par rapport aux deux autres. Les valeurs sont donc différentes selon que ce soit un pli longitudinal ou transversal. Pour les plis extérieurs, $E_1 = E_0$ et $E_2 = E_{90}$. Pour le pli central ces relations sont inversées. Pour connaître la matrice de rigidité de l'ensemble du stratifié, il faut sommer les matrices de rigidité de chaque pli en pondérant par l'épaisseur du pli en question, en fonction de l'épaisseur totale du CLT.

$$\underset{\sim}{c}^{St} = \sum_{i=1}^{3} \underset{\sim}{c}^{i} \frac{t^i}{t_{Tot}^{St}} \tag{8.17}$$

La matrice de rigidité du stratifié vaut donc ; en remplaçant E_1 et E_2 par le module de Young du bois longitudinal ou transversal :

$$\underset{\sim}{c}^{St} = \begin{bmatrix} \frac{E_0 \frac{t^l}{t_{Tot}^{St}} + E_{90} \frac{t^t}{t_{Tot}^{St}}}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & \frac{\nu_{12}(E_0 \frac{t^t}{t_{Tot}^{St}} + E_{90} \frac{t^l}{t_{Tot}^{St}})}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & 0 \\ \frac{\nu_{12}(E_0 \frac{t^t}{t_{Tot}^{St}} + E_{90} \frac{t^l}{t_{Tot}^{St}})}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & \frac{E_0 \frac{t^t}{t_{Tot}^{St}} + E_{90} \frac{t^l}{t_{Tot}^{St}}}{1-\nu_{12}^2*(\frac{E_2}{E_1})} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \tag{8.18}$$

Connaissant la matrice de rigidité du stratifié, il est possible d'en déduire le module de Young du stratifié le long des deux axes. Les deux équations 8.19 et 8.20 reprennent les valeurs des modules de Young, respectivement selon l'axe longitudinal et transversal.

Module de Young longitudinal du stratifié

Les valeurs $\underset{\sim}{c}_{ij}^{St}$ renvoient aux valeurs dans la matrice $\underset{\sim}{c}^{St}$ de l'équation 8.18.

$$E_L^{St} = \underset{\sim}{c}_{11}^{St} - \underset{\sim}{c}_{22}^{St} (\frac{\underset{\sim}{c}_{12}^{St}}{\underset{\sim}{c}_{22}^{St}})^2 \tag{8.19}$$

Module de Young transversal du stratifié

Les valeurs $\underset{\sim}{c}_{ij}^{St}$ renvoient aux valeurs dans la matrice $\underset{\sim}{c}^{St}$ de l'équation 8.18.

$$E_T^{St} = \frac{\underset{\sim}{c}_{22}^{St} * E_L^{St}}{E_L^{St} + \underset{\sim}{c}_{22}^{St} (\frac{\underset{\sim}{c}_{12}^{St}}{\underset{\sim}{c}_{22}^{St}})^2} \tag{8.20}$$

8.1.2 Méthode : CLT diaphragms under shear

La théorie suivante est très proche de la théorie du matériau composite (stratifié). Celle-ci considère également une contribution de tous les plis et même ceux axés transversalement à l'effort appliqué.

Néanmoins, cette approche a comme hypothèse générale un coefficient de Poisson égal à zéro. Or on sait que négliger le coefficient de Poisson du bois massif a comme effet de diminuer les modules de Young respectif du CLT. Une autre hypothèse qui a été posée, concerne l'absence d'écart entre chaque lamelle de bois d'un même pli. Dans ce cas, cela justifie la contribution des plis transversaux dans la reprise de l'effort appliqué.

Module d'élasticité longitudinal du stratifié

$$E_L^{St} = \frac{\sum t_i^l * E_0}{t_{CLT}} + \frac{\sum t_i^t * E_{90}}{t_{CLT}} \tag{8.21}$$

Module d'élasticité transversal du stratifié

$$E_T^{St} = \frac{\sum t_i^t * E_0}{t_{CLT}} + \frac{\sum t_i^l * E_{90}}{t_{CLT}} \tag{8.22}$$

8.1.3 Méthode : CLT - Bois lamellé-croisé

Cette approche se base sur l'approche précédente, à la différence que dans ce cas-ci les calculs sont établis de manière sécuritaire. Cette sécurité vient du fait qu'il n'y a pas de considération du/des pli(s) perpendiculaire(s) par rapport à l'effort appliqué. Or, dans un stratifié, toutes les couches interviennent même si cela est non significatif. En outre, on aura une certaine redistribution de l'effort au sein des couches, qui n'est pas prise en compte dans ce modèle-ci. D'autre part, le fait de négliger un/des pli(s) revient à considérer un écart entre les planches constituant une même couche.

Les différents modules de Young se déterminent donc à l'aide des modules de Young longitudinaux des essences utilisées et des rapports des sections des plis longitudinaux et totaux.

Module d'élasticité longitudinal

$$E_L^{St} = E_0 * \frac{A_{L,ef}}{A_{tot}} = E_0 * \frac{\sum t_{L,i}}{t_{CLT}} \tag{8.23}$$

Module d'élasticité transversal

$$E_T^{St} = E_0 * \frac{A_{T,ef}}{A_{tot}} = E_0 * \frac{\sum t_{T,i}}{t_{CLT}} \tag{8.24}$$

8.1.4 Récapitulatif

Un résumé est reprit dans les tables 8.1 et 8.2 des hypothèses faites pour le calcul des modules de Young suivant les différentes théories ainsi que les valeurs obtenues.

Hypothèses / **Méthode**	ν_{12}		e^l		e^t	
	oui	non	oui	non	oui	non
Bois lamellé-croisé		✓	✓		✓	
Diaphragms under shear		✓		✓		✓
MMC1		✓	✓			✓
MMC2		✓		✓	✓	
MMC3	✓			✓	✓	

TABLE 8.1 – Hypothèses des modules de Young suivant les différentes théories.

Méthode		**Valeur** $[GPa]$
Bois lamellé-croisé	E_L^{St}	8.25
	E_T^{St}	2.75
Diaphragms under shear	E_L^{St}	8.3425
	E_T^{St}	3.0275
MMC1	E_L^{St}	8.3425
	E_T^{St}	2.75
MMC2	E_L^{St}	8.25
	E_T^{St}	3.0275
MMC3	E_L^{St}	8.28
	E_T^{St}	3.0412

TABLE 8.2 – Valeurs des modules de Young suivant les différentes théories.

On peut observer deux choses :

- Le module de Young longitudinal est compris dans la plage de valeurs : [8.25 - 8.3425].

- Le module de Young transversal est compris dans la plage de valeurs : [2.75 - 3.0275].

En comparaison avec le bois massif, on remarque une perte dans le module de Young longitudinal et inversement, un gain pour le module de Young transversal. On constate que la diminution obtenue longitudinalement est quasiment équivalente au gain réalisé pour le module transversal. On peut ainsi penser à un effet de "transfert".

Cela pourrait s'expliquer par le fait que dans le CLT, les plis transversaux à l'effort jouent un rôle dans la reprise de l'effort. L'effet direct en est une augmentation du module de Young transversal (voir équation). De plus, étant donné que les plis longitudinaux ne couvrent pas toute l'épaisseur, il est normal de constater une diminution du module de Young.

8.2 Comportement de rupture en compression

Dû au caractère orthotrope du bois, le comportement de rupture n'est pas identique en fonction des directions au sein du bois. Dans la première partie de cette section on calcule les résistances en compression suivant les axes principaux, dans la seconde partie de cette section on décrit les équations à utiliser pour connaître cette valeur pour une direction quelconque par rapport aux fibres du bois. Ensuite, on détermine la résistance d'une bielle inclinée à 45° par rapport aux axes principaux.

8.2.1 Résistance en compression selon les axes principaux

Pour étudier la résistance à la rupture en compression on prend en considération 3 cas :

- Le cas où seulement les plis longitudinaux sont ceux qui vont reprendre l'effort exercé sur le CLT
- Le cas où tous les plis interviennent dans la reprise de charge, si ce n'est que dans ce cas, ce ne sont pas tous les plis qui sont à rupture mais uniquement les plis longitudinaux. C'est donc un cas qui se calcule à déformation égale sur tout le CLT (ϵ_l=ϵ_t).
- Le cas où tous les plis vont entrer en jeu dans la reprise de l'effort exercé sur le CLT. Ce cas correspond à la mise en rupture de tout le CLT.

Ces 3 cas ont été envisagés pour pouvoir appréhender l'interaction des plis dans la reprise de l'effort et voir si l'effort dans certains plis peut être négligé ou non. Dans la littérature[Sau17], on peut constater que l'effort du pli dont le sens est perpendiculaire à l'effort est constamment négligé et donc seuls les plis dont le sens des fibres sont parallèles à la force exercée participent à la reprise de l'effort. En effet, en fonction du pourcentage de répartition de l'effort en fonction des plis longitudinaux et transversaux, on aura une idée de l'importance de chaque pli et de son rôle. Cependant, cela reste une approximation et il n'y a aucune garantit que cela se déroule exactement de cette manière sans induire un autre type d'interaction au sein du CLT.

Résistance à la compression longitudinale

Lorsqu'il y a uniquement les plis parallèles à l'effort qui travaillent, on obtient une résistance à la compression de :

$$f_{c,0}^{St} = f_{c,0} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}} \tag{8.25}$$

Dans le cas où l'ensemble du stratifié offre une résistance à la compression, on obtient :

$$f_{c,0}^{St} = f_{c,0} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}} + f_{c,90} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}} \tag{8.26}$$

Résistance à la compression transversale

Dans le cas où on considére que seuls les plis parallèles à l'effort travaillent, on a une résistance à la compression équivalente à :

$$f_{c,90}^{St} = f_{c,0} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}} \tag{8.27}$$

Dans le cas échéant, on se retrouve avec une participation totale de tout le stratifié dans la reprise d'effort, donnant pour la résistance en compression la forme suivante :

$$f_{c,90}^{St} = f_{c,0} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}} + f_{c,90} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}} \tag{8.28}$$

On peut voir dans le tableau 8.3 les différentes résistances théoriques en compression du CLT selon ces deux axes.

Résistance	**Cas**	Caractéristique [MPa]	Moyenne [3] [MPa]
$f_{c,0}^{St}$	1	15.75	22.35
	2	15.927	22.6
	3	16.375	24.34
$f_{c,90}^{St}$	1	5.25	7.8
	2	5.779	8.20
	3	7.125	10.59

TABLE 8.3 – Résistances en compression du CLT selon les différents cas.

Cas 1 : seul le(s) pli(s) parallèle(s) à l'effort offre une résistance, cas 2 : prise en compte du (des) pli(s) perpendiculaire(s) cependant l'effort repris par celui-(ceux-)ci dépend de la déformation subit du (des) pli(s) extérieure, cas 3 : l'entièreté du panneau est sollicité au maximum de sa résistance à la compression.

8.2.2 Résistance à la compression en dehors des axes principaux

En plus de l'étude du comportement à la rupture en compression suivant les axes principaux, le comportement hors de ces axes est intéressant à connaître. Celui-ci nous permet de savoir si le comportement hors axe principal tel que décrit dans le modèle d'Hankinson pour le bois massif peut être utilisé dans le cadre d'un élément en CLT. Il est à signaler que l'utilisation de ce modèle n'a pas encore fait ses preuves dans le cadre d'un matériau composite. C'est pourquoi, ces valeurs calculées ont comme but principal d'évaluer un critère de résistance à la compression en dehors des axes principaux le plus proche possible des résultats de laboratoire. Pour cela, on a imaginé un essai de compression se réalisant à 45° par rapport aux fils du bois des différents plis (voir chapitre 15).

Dans le cas de l'implémentation de cette méthode, il est utile de rappeler qu'on détermine la classe du bois à l'aide des valeurs moyennes et non pas des valeurs caractéristiques. On fera mention de plusieurs cas que nous nommons comme suit :

- Hankinson B.M [4] : On applique la formule d'Hankinson relative à la compression inclinée selon un angle $\alpha = 45°$ rapporté aux différents plis qui composent le stratifié. On utilise donc les valeurs en compression dans les deux axes du bois massif composant le CLT (l'épicéa dans ce cas-ci). Dans ce cas, le panneau est considéré comme étant un matériaux qui a les mêmes propriété que le bois massif ($f_{c,0}$ et $f_{c,90}$).

4. Méthode considérant le CLT comme une poutre en bois massif sollicité à 45°. Ce cas a été étudié car l'effort incliné à 45° est équivalent que ce soit dans les couches extérieurs, que dans la couche centrale.

- Hankinson Strat : En référence au cas précédent, la démarche est exactement similaire, sauf que cette fois-ci la démarche est effectuée directement sur le stratifié. On utilise ainsi non plus les valeurs de compression du bois massif mais bien celles déterminées dans le cas du CLT ($f_{c,0}^{St}$ et $f_{c,90}^{St}$). Cependant, on différencie 4 cas de Hankinson Strat :

    - Hankinson Strat cas 1 : Les plis extérieurs reprennent uniquement l'effort appliqué de manière axiale, et le pli central lui reprend uniquement l'effort transversal appliqué.

    - Hankinson Strat cas 2 : Tous les plis travaillent dans l'application d'effort axial et c'est uniquement le pli central qui travaille dans le cas d'un effort transversal.

    - Hankinson Strat cas 3 : Tous les plis travaillent dans l'application d'un effort transversal et c'est uniquement les plis extérieurs qui travaillent dans le cas d'une application d'effort axial.

    - Hankinson Strat cas 4 : Tous les plis entrent en compte dans la reprise de l'effort, peu importe la manière dont celui-ci est axé.

Hankinson B.M

$$f_{c,\alpha=45^\circ} = \frac{f_{0,k} * f_{90,k}}{f_{90,k} * cos(45)^2 + f_{0,k} * sin(45)^2} = 6.6398[MPa] \tag{8.29}$$

Hankinson Strat cas 1

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.75 = 23.41[MPa] \tag{8.30}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.25 = 7.8[MPa] \tag{8.31}$$

$$f_{c,\alpha=45^\circ}^{St} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 11.7[MPa] \tag{8.32}$$

La démarche est similaire dans les trois autres cas, on peut retrouver ces cas en annexe dans l'annexe I.1. Le tableau 8.4 reprend toutes les résistances théoriques

calculées en fonction des différents cas présentés précédemment. On a décidé de travailler avec la résistance et non la force, en vu des essais de cisaillement effectués sur plusieurs types d'éprouvettes à dimensions variables.

Méthode		**Résistances caractéristiques** $[MPa]$	**Résistances moyennes** $[MPa]$
Hankinson	B.M	4.468	6.64
	Strat cas 1	5.25	11.7
	Strat cas 2	7.95	11.814
	Strat cas 3	9.811	12.716
	Strat cas 4	9.93	12.848

TABLE 8.4 – Résumé de la méthode Hankinson pour une essence de bois classé C24.

Sur la figure 8.1 est représentée la résistance en compression du panneau en CLT. Grâce au pli transversal, la résistance à la compression transversale est bien supérieure à la résistance $f_{c,\perp}$.

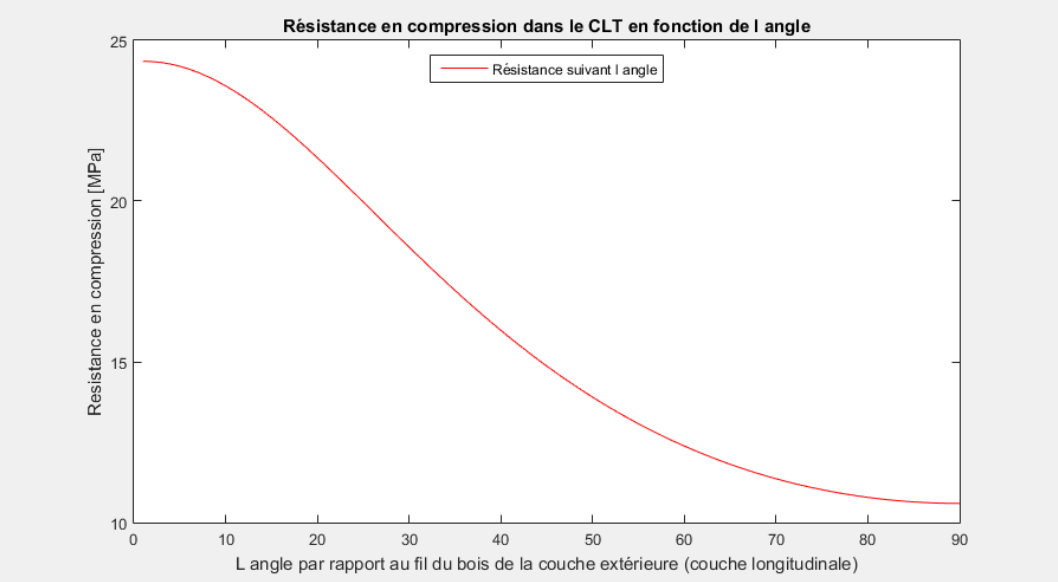


FIGURE 8.1 – Résistance moyenne à la compression de l'ensemble du CLT sur base du modèle de Hankinson Strat cas 4, constitué de planche de classe C24 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force par rapport aux fibres de la couche extérieure.

En plus d'offrir une résistance transversale supérieure, cette meilleure résistance en compression par rapport au bois massif équivalent se fait à partir d'un angle de 13° par rapport aux fil du bois (pour le bois massif) ou par rapport au sens longitudinal (pour les panneaux en CLT). Cette valeur est déduite de la figure 8.2 montrant le

rapport $\frac{f_{c,\alpha}}{f_{c,0^\circ}}$ et $\frac{f_{c,\alpha}^{Strat}}{f_{c,0^\circ}}$. La diminution de résistance lorsque l'effort s'écarte du fil du bois (des plis extérieures pour le CLT) est moins importante dans le cadre du CLT que le pour le bois massif.

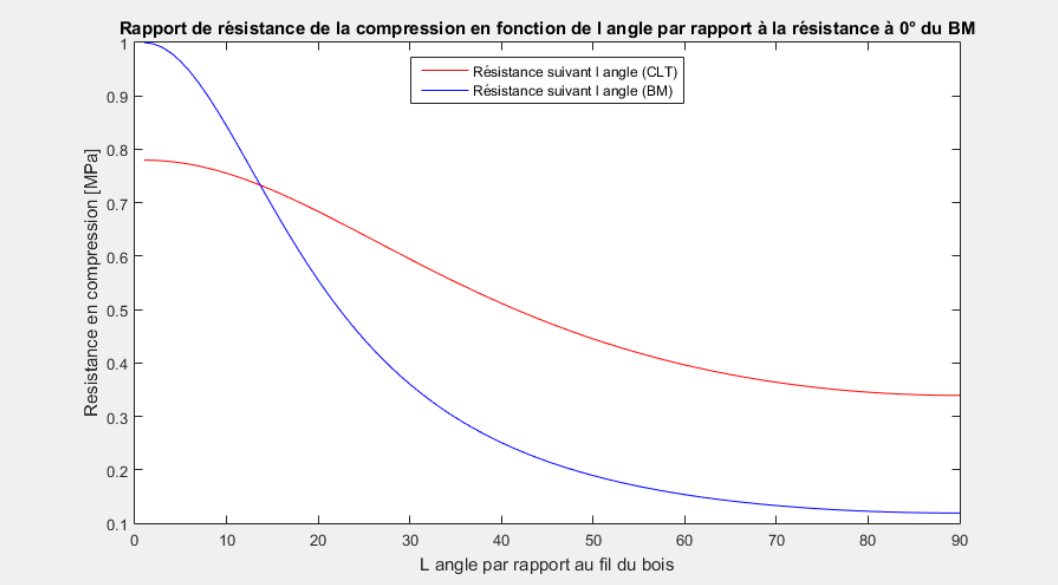


FIGURE 8.2 – Rapport de résistance $\frac{f_{c,\alpha}}{f_{c,0^\circ}}$ et $\frac{f_{c,\alpha}^{Strat}}{f_{c,0^\circ}}$ obtenue via la méthode de Hankinson. Dans le cadre du CLT, la méthode Hankinson Strat cas 4 a été utilisée.

8.3 Cisaillement dans le plan

En vue de connaître le comportement à la rupture d'une bielle en compression inclinée d'un angle de 45° avec le fil du bois des différents plis, il nous a semblé nécessaire d'envisager les différents modes de rupture qui pourraient se produire lors de cet essai. Dans cette optique, nous avons étudié le comportement des éprouvettes au cisaillement, mode de rupture qui est envisageable lors d'un chargement comme celui-ci. Ce mécanisme de rupture peut être dû à trois types de défaillance (voir figure 8.3) :

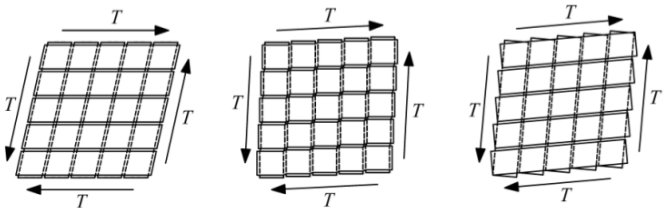


FIGURE 8.3 – Modes de ruptures : Cisaillement brut, net et torsionnel [Gij].

- Rupture par cisaillement torsionnel : La rupture se fait dans la rainure de colle du stratifié. Le cisaillement appliqué sur le panneau induit une torsion au sein de la rainure de colle qui est supérieure à la résistance de celle-ci. Ce qui se traduit par une faiblesse du stratifié au niveau de la colle.

- Rupture par cisaillement net : Ce cas se présente uniquement quand les planches au sein d'une même couche (pli) ne sont pas collées entre elles (il n'y a donc pas de colle sur le chant/épaisseur des planches au sein d'un même pli). Dans une telle situation on se retrouve avec un cisaillement dans une direction où l'épaisseur cumulée des plis (du pli) est la plus faible (longitudinal ou transversal). Dans ces plis-ci, on a un cisaillement du bois qui se fait perpendiculairement au fil du bois constituant ce pli. Dans les plis ayant l'épaisseur cumulée la plus importante, on a un glissement des planches dans le plan du pli qui se situe au niveau de la ligne de rupture en cisaillement [5].

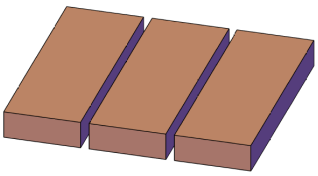


FIGURE 8.4 – Schématisation des lamelles de bois non collées dans un pli.

- Rupture par cisaillement brut : C'est une rupture simultanée de l'ensemble du stratifié en cisaillement. En opposition à la rupture par cisaillement net, cette rupture se présente lorsque les planches au sein d'un même pli sont collées (à l'aide de colle) entre elles. Dans ce cas-ci, on obtient une rupture par cisaillement, transversalement aux fibres du bois dans une direction où l'épaisseur cumulée des plis (du pli) est la plus faible (longitudinal ou transversal). Dans l'autre direction de pli, le cisaillement se fait parallèlement aux fibres.

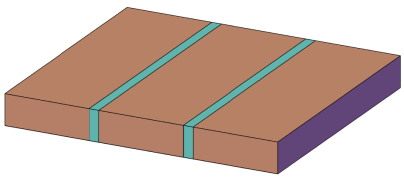


FIGURE 8.5 – Schématisation des lamelles collées les unes aux autres dans un pli.

5. Pour obtenir une rupture en section nette, la contrainte sur les bords non-collés n'est pas suffisante, il faut aussi que les joints entre les planches des plis ayant la plus grosse épaisseur soient situés au même endroit au sein du stratifié.

Il est important de rappeler qu'on cherche à déterminer les modes de ruptures en cisaillement suivant les différentes théories. Bien que la rupture en cisaillement brute n'est pas le mode de rupture attendue, elle n'est pas à exclure. La *Figure 8.6* est un exemple de rupture obtenue par cisaillement brut sur du CLT.



FIGURE 8.6 – Représentation de la rupture en cisaillement brut [BRa17].

Effectivement, comme on n'est pas dans un cas de stratifié où les lamelles des plis sont collées (à l'aide de colle) entre elles, on ne s'attend pas à ce que le stratifié se fende sur toute sa section mais plutôt sur une zone localisée.
Il est également important de préciser que le cas d'une rupture nette survient quand les joints entre les planches des plis extérieurs doivent être disposés dans l'épaisseur de manière symétrique. Cela a comme effet de créer un mécanisme de déformation semblable de part et d'autre des plis et donc de permettre un "glissement" des lamelles des plis extérieurs tout en ayant une rupture au sein du pli central. On peut observer ce phénomène sur la *Figure 8.7* :

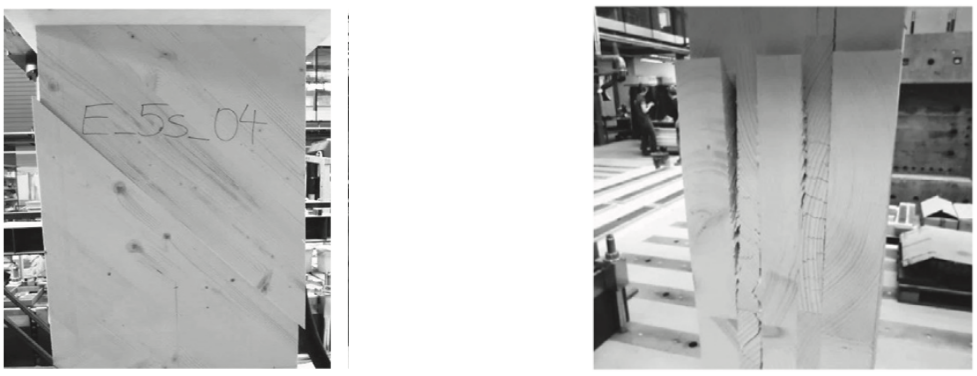


FIGURE 8.7 – Représentation de la rupture en cisaillement net [[BRa17]].

Dans les démarches théoriques suivantes, pour pouvoir déterminer le type de rupture en cisaillement attendue, il convient de calculer chacune des trois ruptures

possibles et d'en ressortir celle correspondant à la contrainte minimale. Cependant, ces démarches ont été établies par des entreprises ayant leurs propres protocoles d'essais. Sur base de leurs résultats expérimentaux, ils ont donc déterminé des valeurs caractéristiques qui sont à la base des formules théoriques. On est conscients que l'utilisation de ces valeurs théoriques sous-estime les capacités propres du CLT car celles-ci sont des valeurs caractéristiques. Malgré tout, ces valeurs nous aident à obtenir une estimation quant à la valeur de rupture attendue (sur laquelle il faut rester critique). Par ailleurs, ces différentes démarches théoriques nous indique également sous quel type de rupture l'éprouvette devrait rompre.

Dans le cadre de ce travail, la prise en compte d'une combinaison de contraintes telles que de la compression avec du cisaillement a été évaluée à l'aide du critère de rupture de Tsai-Wu. Ce critère est utilisé dans le cadre de vérification du bois et doit encore faire ces preuves pour le CLT. Étant donné que nous ne savons pas comment se comporte réellement ce matériau, la fiabilité de cette méthode reste à prouver [6]. La valeur de rupture d'une combinaison de contrainte obtenue grâce à cette méthode est de l'ordre de 1.33 [MPa] . Cette valeur est une estimation approximative. De plus, la valeur obtenue est bien supérieure aux valeurs des autres méthodes théoriques (c'est pourquoi elle ne sera pas prise en compte lors des interprétations de résultats).

8.3.1 Méthode : CLT diaphragms under shear

A l'aide de ce document[BDD+17], on a déterminé les trois ruptures théoriques dues à une sollicitation par cisaillement en se basant sur les formules suivantes :

$$\sigma_y = -\frac{F}{A_{CLT}} = -\frac{F}{w_{CLT} t_{CLT}} \tag{8.33}$$

$$\sigma_{xM} = -\frac{F}{A_{CLT}} * sin^2(\alpha) \tag{8.34}$$

$$\sigma_{yM} = -\frac{F}{A_{CLT}} * cos^2(\alpha) = \tau_{xyM} = -\frac{F}{A_{CLT}} * sin(\alpha) * cos(\alpha) \tag{8.35}$$

Dans ce cas-ci l'angle d'inclinaison α est de 45°. On obtient donc comme équations :

$$\sigma_{xM} = \sigma_{yM} == \tau_{xyM} = \frac{\sigma_y}{2} \tag{8.36}$$

6. l'hypothèse de cette méthode contraint à une homogénéisation du matériau sur son épaisseur

Afin de déterminer la résistance au cisaillement net, on repart d'une formule qui prend en compte l'application de la contrainte de compression $\sigma_{x,M}$:

$$f_{v,net} = -\sigma_{x,M} * \frac{t_{CLT}}{\sum t_{l,i}} + 1.15 * \sigma_{x,M} * \frac{E_{90}}{E_{y,M}} + 0.13 * (\sigma_{x,M}^2) * (\frac{E_{90}}{E_{y,M}}^2) \tag{8.37}$$

qui est une équation du second degré. Pour faciliter les calculs on nomme $\sigma_{x,M} = x$. Ce qui nous donne :

$$0 = -5.5 + 2.07x + 4.85 * 10^{-4}x^2 \tag{8.38}$$

Dont les solutions sont donnés par :

$$f_{v,net} = \frac{-2.07 \pm \sqrt{2.07^2 + 4 * 5.5 * 4.85 * 10^{-4}}}{2 * 4.85 * 10^{-4}} = 2.655[MPa] \tag{8.39}$$

On ne prend en compte qu'une solution car l'autre solution est bien trop grande.

La démarche est similaire pour la détermination de la résistance au cisaillement brut. En effet, on repart pratiquement de la même équation que pour le cas de la résistance au cisaillement net :

$$f_{v,brut} = -\sigma_{x,M} + 1.15 * \sigma_{x,M} * \frac{E_{90}}{E_{y,M}} + 0.13 * (\sigma_{x,M}^2) * (\frac{E_{90}}{E_{y,M}}^2) \tag{8.40}$$

De là, nous calculons l'équation du second degré et on détermine également deux valeurs. L'une n'étant pas prise en compte au vu de sa valeur bien trop élevée compte tenu de la réalité. Ce qui donne pour finir une résistance de 6.1[MPa].

Enfin, la résistance au cisaillement torsionnelle est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\tau_v = 3 * f_{v,k} * \frac{t_{CLT}}{\sum_{i=1}^{N-1} * t_{l,i} *} * (\frac{t_{l,i}^*}{w_l}) = 3[MPa] \tag{8.41}$$

Avec :

$t_{l,i}^* = min(2t_{l,i}; t_{l,2})$

8.3.2 Méthode : CLT - Bois lamellé croisé

Pour déterminer le mode de rupture en cisaillement[Sau17], on va déterminer les résistances suivant les trois modes de ruptures possibles et considérer la valeur la plus faible.

$$f_{v,xy,ap,k} = min \left\{ \begin{array}{l} f_{v,t,k} * \frac{n_{pc}a}{3t_{CLT}} = 2.5 * \frac{2*60}{3*80} = 1.25 \\ f_{v,j,k} * min \frac{(\sum t_{t,i}; \sum t_{l,i})}{t_{CLT}} = 5.5 * \frac{min(20;60)}{80} = 1.375 \\ f_{v,k} = 3.5 \end{array} \right\} = 1.25[MPa]$$

Avec :

- $f_{v,t,k}$: Résistance en cisaillement des plans de collage (colle entre chaque pli)= 2.5[MPa].
- $f_{v,j,k}$: Résistance en cisaillement le long des joints de lamelles [7] = 5.5[MPa].
- $f_{v,k}$: Résistance en cisaillement des plis : 3.5[MPa].
- n_{pc} : Nombre de plan de collage (dans notre cas : 2).
- $\frac{a}{t_{CLT}}$: Rapport établi entre l'épaisseur et la largeur des lamelles (a= 2*30 [mm]).

8.3.3 Document : Modular cross laminated timber buildings

Dans ce document, pour déterminer le mécanisme de cisaillement menant à la rupture [8], il convient de procéder à 3 vérifications différentes. Ces différents critères sont basés sur des résultats de calcul établis selon la méthode de noeud singulier. Cette méthode consiste à calculer les 3 types de rupture survenant dans le cas d'un cisaillement de l'élément étudié. Il faut donc déterminer les 3 ruptures suivantes et analyser laquelle est susceptible de céder en première, et ainsi d'être le critère de rupture dimensionnant :

$$f_{v,xy,ap,k} = min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 * \frac{1}{6*h_{tot}} * \sum_{i=1}^{n-1} \frac{b_1^2 + b_{i+1}^2}{b_{max}} = 7.33 \\ 8 * \frac{min(20;60)}{80} = 2 \\ f_{v,k} = 3.5 \end{array} \right.$$

7. En raison du CLT fournit par Stabilame, ce critère ne doit pas être vérifié car celui-ci ne comportait pas de collage sur le chant des planches au sein d'un pli.

8. Référence bibliographique de l'ouvrage :[Gij].

8.3.4 Récapitulatif

Le tableau 8.5 résume les valeurs de résistance en cisaillement obtenues par les méthodes considérée en 8.3.1, 8.3.2 et 8.3.3. On peut remarquer à l'aide de ces différentes méthodes étudiées que le cisaillement net est à chaque fois le critère dimensionnant. De plus, ce critère de cisaillement s'applique sur une surface inférieure aux surfaces des deux autres critères de rupture. Enfin, il est important de rappeler que pour avoir une rupture en cisaillement net, les joints entre les planches des plis extérieurs doivent être disposés dans l'épaisseur de manière symétrique.

Méthode		**Résistances caractéristiques** $[MPa]$
Doc : CLT diaphragms 8.3.1	Cisaillement net	2.655
	Cisaillement brut	6.1
	Torsion	3
Doc : Bois lamellé croisé 8.3.2	Cisaillement net	1.375
	Cisaillement brut	3.
	Torsion	1.25
Doc : Modular 8.3.3	Cisaillement net	2
	Cisaillement brut	3.5
	Torsion	7.33

Table 8.5 – Résumé des méthodes et résistances en cisaillement pour une essence de bois classé C24.

8.4 Délamination

La délamination [9] est un autre mode de rupture présent dans les matériaux composites formées de plusieurs couches. La délamination est décrite par un cisaillement dans l'épaisseur proche des bords libres (free edge). Ce cisaillement dans l'épaisseur du matériau est induit par la présence d'un cisaillement dans le plan du laminé. Le fait que ce cisaillement dans le plan doit valoir zéro au niveau des bords libres, implique l'apparition d'un cisaillement dans son épaisseur. Si ce cisaillement dépasse cette résistance, la délamination du matériau est alors initiée. On peut voir sur la figure 8.8 un exemple de délamination sur un échantillon en bois. Ce type de rupture est une piste envisageable afin d'approfondir la connaissance des types de modes de rupture dans le cadre du matériau CLT.

9. Ces explications sont issues du cours de Mechanics of composite materials[Dog19] de Mr. I. Doghri enseigné à l'UCLouvain.



FIGURE 8.8 – Exemple de délamination dû à la compression.[Wik19a]

8.5 Simulation SCIA

Lors du calcul théorique, on a aussi réalisé une simulation sur un logiciel d'éléments finis, SCIA. Ci-dessous on analyse uniquement l'échantillon de 90x90 [cm] car on était face à un problème lors de la modélisation et des calculs en résolution orthotropique (dans le cas d'une modélisation 2D). De fait, SCIA renvoyait un message d'erreur concernant le coefficient de Poisson du matériau. On a contacté SCIA à ce sujet pour les informer du problème. Ils ont rencontré le même problème, et cherchent à résoudre cette erreur.

On ne peut donc pas utiliser les résultats obtenus via les simulations tels quels. Grâce à l'analyse des contraintes internes des éléments, on a pu se faire une idée de la répartition des contraintes au sein de l'élément.

Les hypothèses prises lors de cette simulation sont :

- Le matériau est un matériau orthotrope.
- Le matériau a comme matrice de rigidité la matrice déterminée à l'aide de la mécanique des solides déformables.
- Ce matériau possède les mêmes caractéristiques mécaniques (modules de Young) que celles déterminées avec la mécanique des solides déformables.
- La force implémentée dans SCIA est la force obtenue en prenant comme contrainte la résistance déterminée à l'aide de la méthode "Hankinson Strat cas 4" I.2.3.
- L'appui est un appui linéaire rotulé libre en axe Z.

Panneaux de 90x90 [cm] La simulation ci-dessous sert uniquement de repère pour estimer le comportement réel au sein du panneau. Cela permet également de donner un ordre de grandeur des contraintes qui agissent au sein du CLT. En outre, cela fournit une répartition des contraintes et un ordre de grandeur du déplacement du panneau de CLT sous la charge imposée.

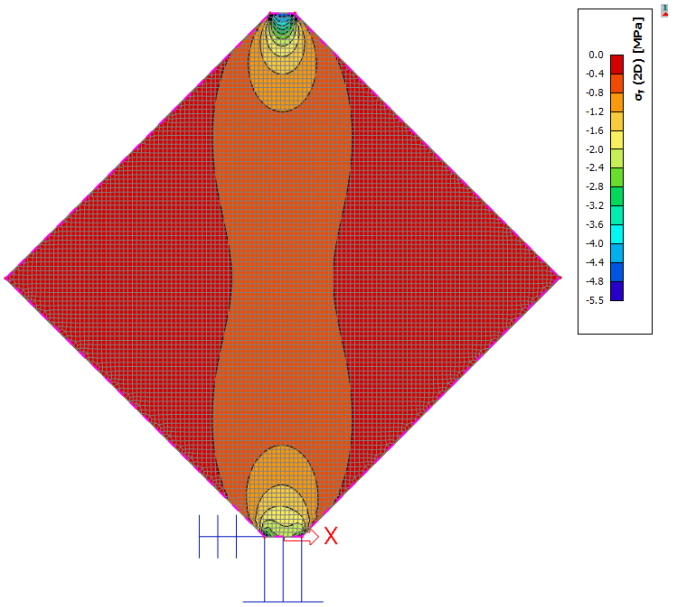


FIGURE 8.9 – Simulation SCIA des contraintes verticales dans un panneau de 90x90 [cm].

Comme on peut le voir sur la figure 8.9, on a une rupture au niveau de l'appui ainsi que de la tête de chargement. C'est-à-dire aux niveaux des bords du panneau. Cette rupture est prévisible de par cette faible surface de chargement comparé à la force appliquée en tête de chargement.

Chapitre 9

Détermination du mode de rupture de l'assemblage CLT-CLT

Ce chapitre sera agencé de la même manière que le chapitre 7 portant sur les embrèvement en bois massif. À l'exception que ce chapitre étudie le matériau CLT dont les propriétés mécaniques se trouvent dans la section 15.4. La table 9.1 ci-dessous reprend les principales propriétés utilisées dans le cadre de ce chapitre.

Type	**Résistance** $[MPa]$
Compression longitudinale	21.33
Compression transversale	10.28
Traction longitudinale	14.82
Traction transversale	6.09

TABLE 9.1 – Résistances longitudinale et transversale considérées dans le dimensionnement.

9.1 Méthode du champ de contrainte discontinu

La structure générale de cette section est semblable à celle de la 8.2 et reprend les modèles théoriques précédemment utilisés 7.2. Ces modèles se retrouvent dans la partie II de ce travail. Cette section sert de référence théorique à la comparaison entre la théorie et la pratique [1].

1. La confrontation entre les résultats théoriques et les valeurs obtenues lors des essais se fera dans le chapitre 16.

La méthodologie suivie pour l'évaluation des ruptures théoriques est décrite dans la section 4.2.1 de ce travail. Ceci rend possible le calcul des valeurs théoriques de rupture de nos embrèvements.

9.1.1 Embrèvement avec un angle de 25°

Cette sous-section de chapitre regroupe les essais sur embrèvements avec un angle de 25°. Cependant cet angle a été étudié avec deux configuration d'appuis différentes. La première série (la plus conséquente) concerne les essais avec un appui tel que les efforts sont non-concourants comme réalisé par nos prédécesseurs. Le second type d'essai, qui lui concerne deux échantillons, est réalisé à l'aide d'un appui tel que la force résultante de cet appui, la force appliquée et la traction reprise par les tiges filetées convergent en un point.

Appui impliquant des efforts non-concourants avec un angle de 25°

Pour cette série d'essais, on obtient un champ de contraintes tel que représenté sur la figure 9.1 ainsi que les cercles de Mohr du champ nodal situé dans le talon (représenté sur la figure 9.2). Lors ce cette analyse, on prédit une force de rupture de **69[kN]**. La rupture devrait se produire par décrochement du talon.

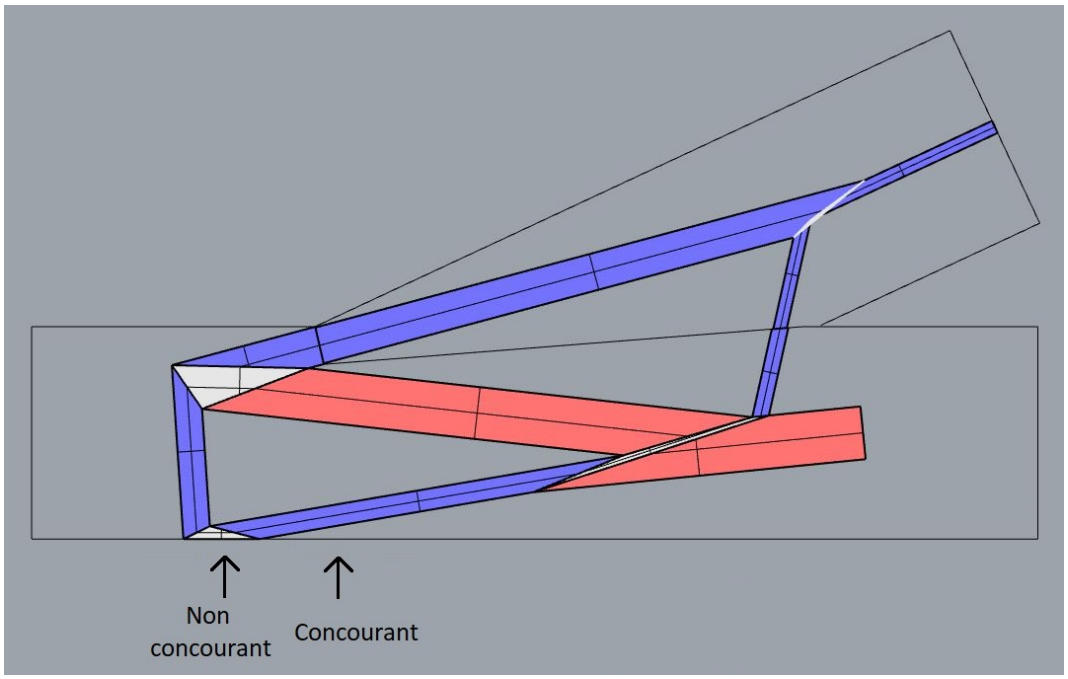


FIGURE 9.1 – Champs de contrainte pour un embrèvement de 25° en CLT.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge représentent les champs subissant de la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

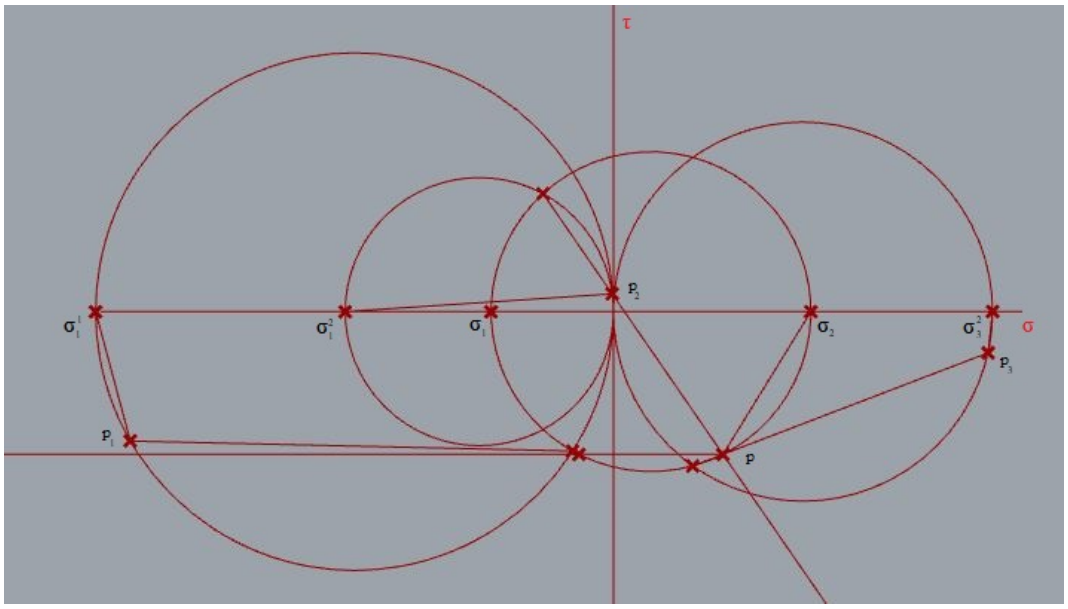


FIGURE 9.2 – Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 25° en CLT.

Appui impliquant des efforts concourants avec un angle de 25°

Sur la figure 9.3 ci dessous, il est possible de constater que le champ discontinu est fort différent du champ de contrainte pour un angle de 25° induisant des efforts extérieurs non-concourants. Ceci est dû au fait que l'appui vertical n'est plus au même endroit. On constate que ce changement dans la disposition des bielles et tirants a un impact sur les cercles de Mohr (représentés sur le figure 9.4). Cette différence s'explique par la différence dans l'inclinaison des bielles et du tirant par rapport au fil de l'entrait. Malgré cette forte différence dans le réseau de bielles-tirants, la force de rupture prédite est du même ordre de grandeur que dans le cas précèdent. La valeur prédite est de **68**[**kN**], la rupture se faisant également par décrochement du talon.

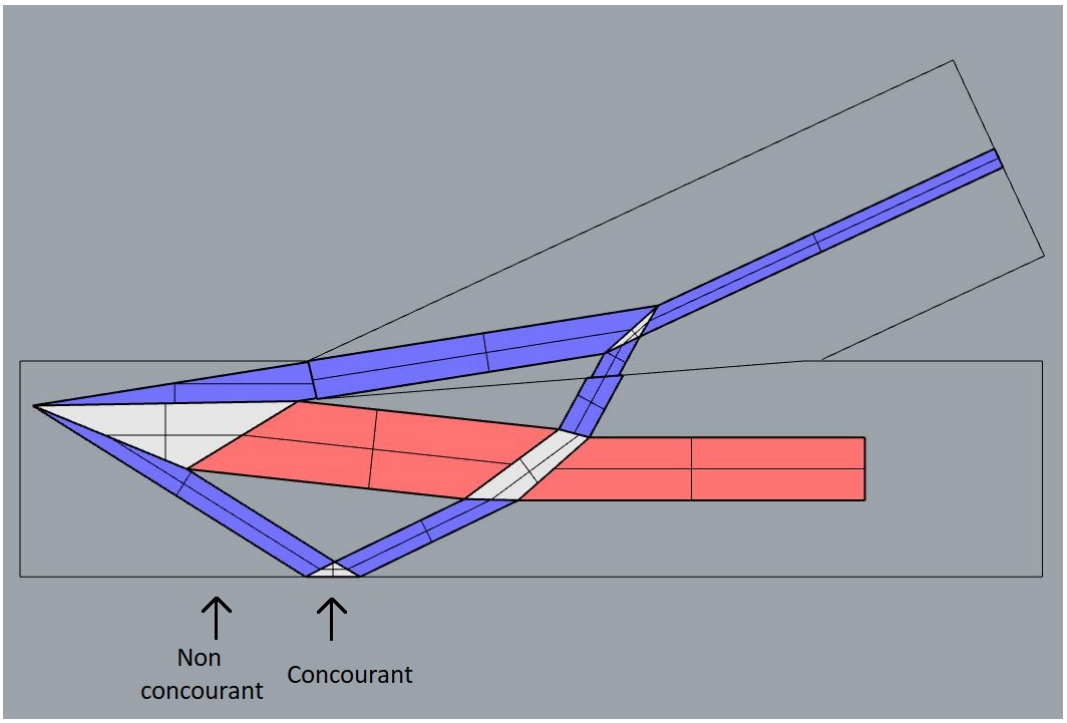


FIGURE 9.3 – Champ de contraintes pour un embrèvement de 25° concourant en CLT.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge représentent les champs subissant de la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

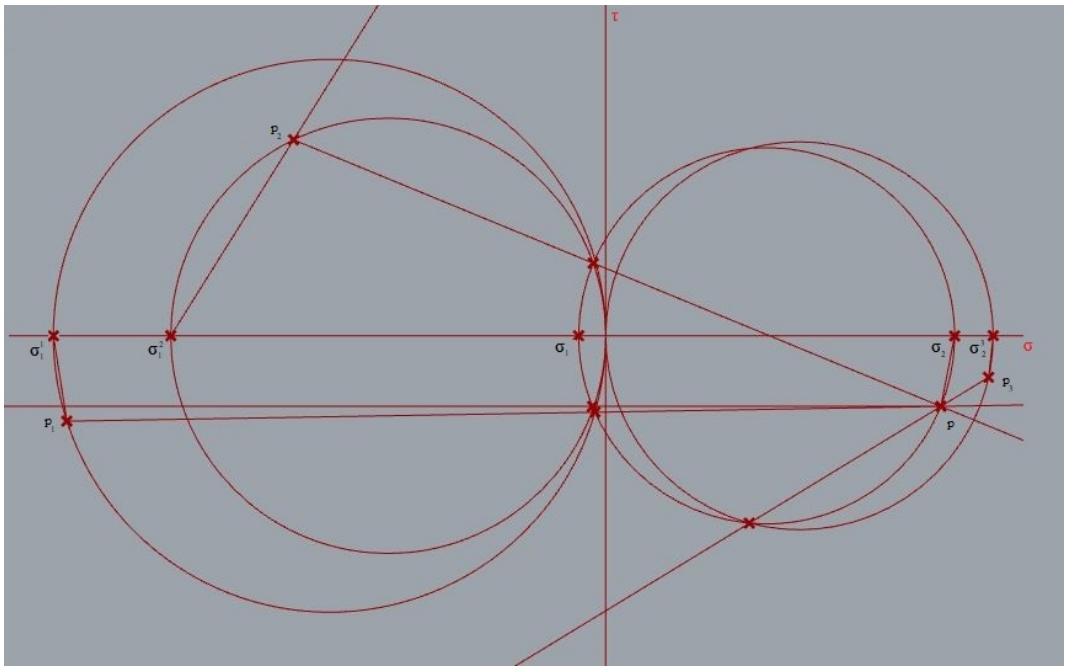


FIGURE 9.4 – Cercle de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 25° concourant en CLT.

9.1.2 Embrèvement avec un angle de 40°

Cette section se présente de la même manière que la section précédente, à l'exception que dans cette section l'angle étudié est de 40°. L'analyse prédit un effort de rupture de **72 [kN]**. Contrairement au cas d'embrèvement avec un angle de 40° en bois massif [2]cette rupture se produit par décrochement du talon.

2. En bois massif, la prédiction prévoyait une rupture par excès de compression des fibres sur l'about.

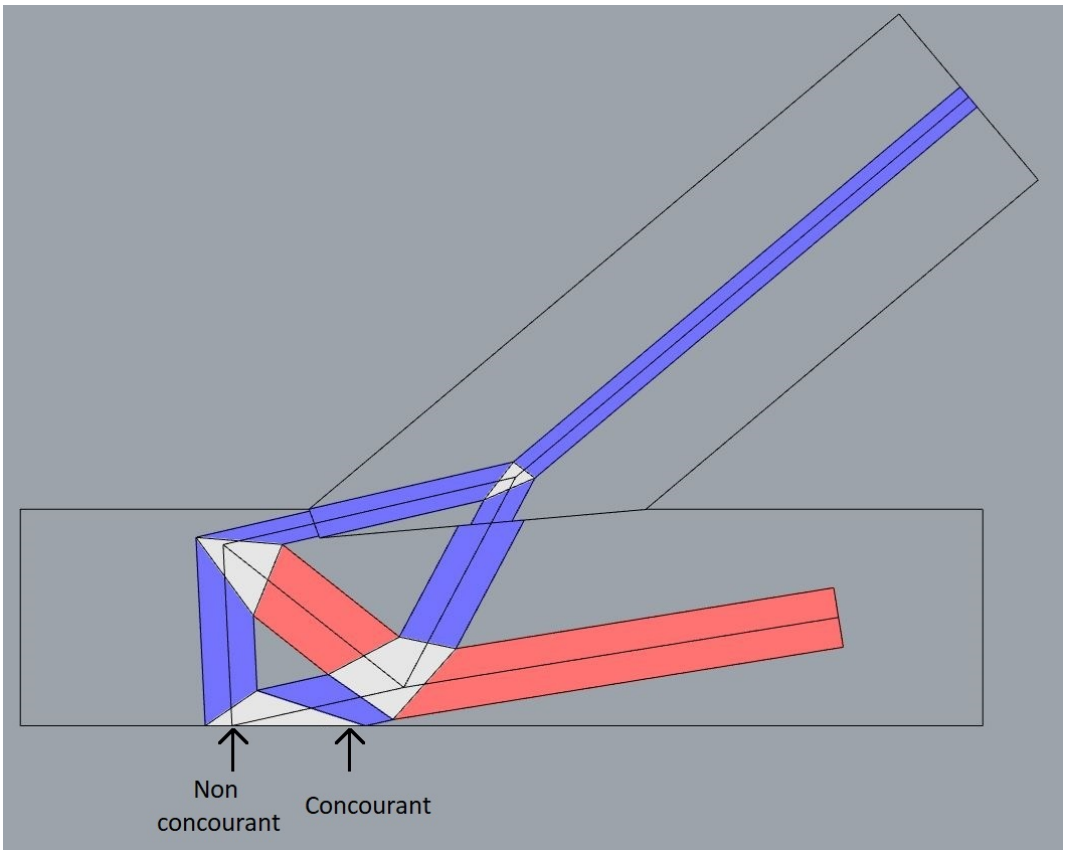


FIGURE 9.5 – Champ de contraintes pour un embrèvement de 40° en CLT.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge représentent les champs subissant de la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

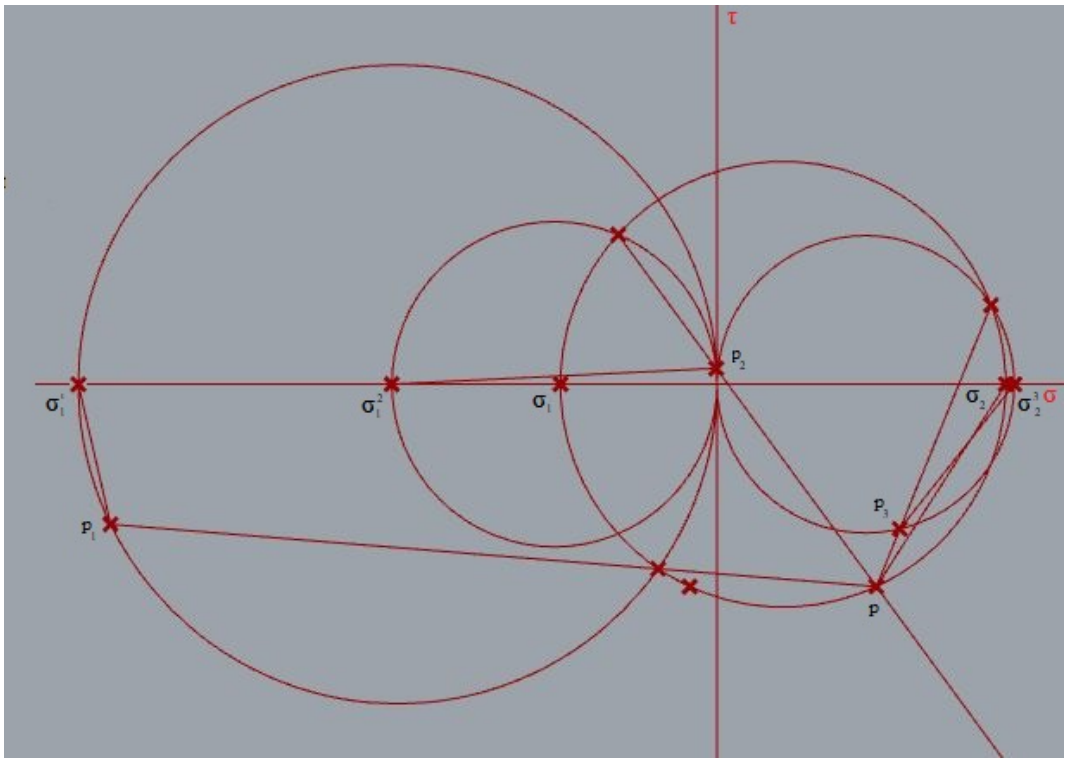


FIGURE 9.6 – Cercles de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° en CLT.

Appui impliquant des efforts concourants avec angle de 40°

Le champ de contraintes issu de l'étude pour un embrèvement à 40° avec un appui qui implique des efforts concourants peut être visualisé à la figure 9.7. Les cercles de Mohr du champ nodal situé dans le talon peuvent être visualisés sur la figure 9.8. La différence entre ce champ de contraintes et celui obtenu dans le cas où les efforts extérieurs sont non-concourants, se retrouve aussi dans la valeur de l'effort à la rupture. Dans ce cas, l'effort vaut **68[kN]**. En revanche le mode de rupture reste le même, ce cas-ci prédit aussi un décrochement du talon.

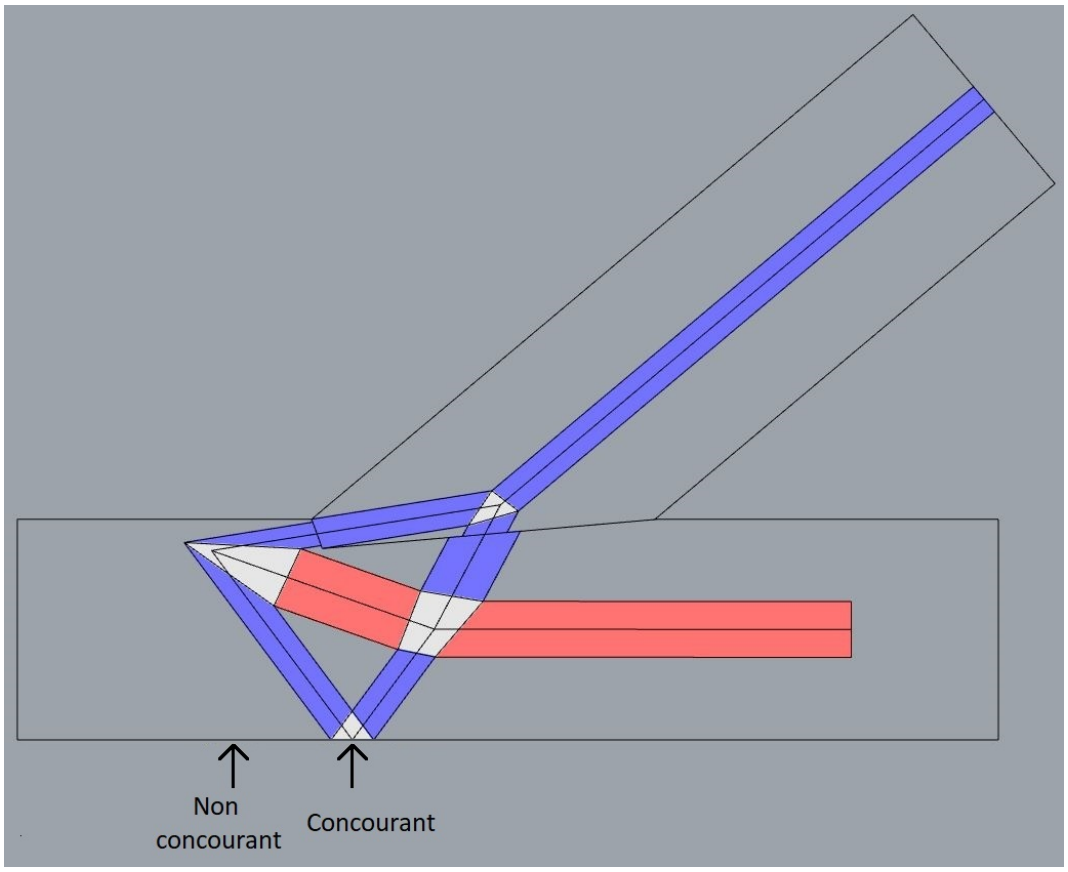


FIGURE 9.7 – Champ de contraintes pour un embrèvement de 40° concourant en CLT.

Les champs rectiligne en bleu représentent la compression, quant à ceux en rouge représentent les champs subissant de la traction. Les champs nodaux sont représentés en gris clair.

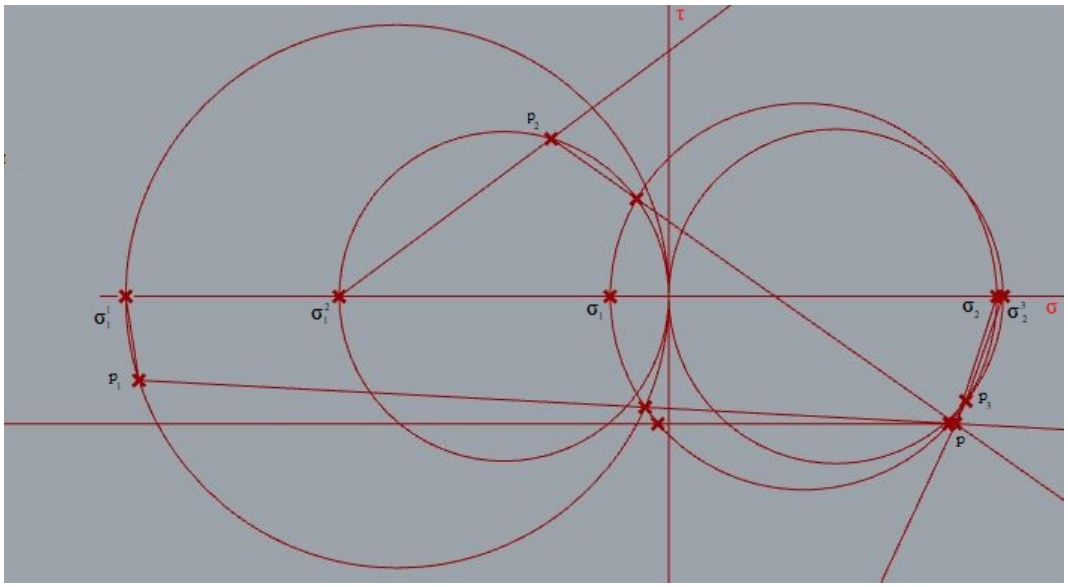


FIGURE 9.8 – Cercles de Mohr du champ nodal dans le talon d'un embrèvement de 40° concourant en CLT.

9.1.3 Récapitulatif de la méthode de champs de contraintes discontinus

Dans le cadre du matériau CLT, on constate que toutes les ruptures se font au sein du champ nodal se situant sous le talon. De plus, le dimensionnement théorique prédit un effort de rupture identique dans les cas concourants et non-concourants et ce pour les deux angles considérés. L'écart entre ces deux forces de rupture est légèrement plus faible pour un angle de 25°. Les tables 9.2 et 9.3 donnent les valeurs de rupture pour les différents essais réalisés sur les embrèvements en CLT.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
Non-concourant	69	Décrochage du talon
Concourant	68	Décrochage du talon

TABLE 9.2 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en CLT à 25°.

Échantillon	**Valeur de rupture** [kN]	**Type de rupture**
Non-concourant	72	Décrochage du talon
concourant	68	Décrochage du talon

TABLE 9.3 – Valeurs théoriques pour les embrèvements en CLT à 40°.

Quatrième partie

Protocoles d'essais pour la caractérisation et le calibrage des embrèvements en bois massif et en CLT

Chapitre 10

Procédure suivie pour la caractérisation du Douglas

Dans ce chapitre, nous aborderons toutes les démarches et protocoles suivis concernant les essais réalisés pour déterminer la classe du Douglas (à l'aide de la norme EN 338 : [NBN16]). Tous les protocoles d'essais décrits ci-dessous sont directement issus de la norme NBN EN 408 [NBN12]. Nous avons réalisé différents types d'essais pour permettre une classification du bois plus précise étant donné le caractère aléatoire que peut avoir le bois dû à ses impuretés (noeuds, poches de résine,..) :

- Des essais concernant le taux hygroscopique (qui sont au nombre de 18 échantillons).
- Une étude de la masse volumique a également été réalisée(également 18 échantillons).
- Trois essais de compression sur les trois poutres différentes, qui nous donnent donc un total de 9 essais de compression.
- Trois essais de flexion également réalisés sur les trois poutres différentes. Ces essais permettent la mesure de deux éléments : Tout d'abord la mesure de deux modules, un module local et un global d'élasticité en flexion, essais n'allant pas jusqu'à rupture. Et ensuite ce test permet également de mesurer la résistance en flexion, qui dans ce cas-ci, est un essai mené jusqu'à la rupture.

10.1 Domaine d'application

La démarche que nous avons suivie est tirée de la norme NBN EN 408+A1(2012)[NBN12], qui définit des méthodes d'essais permettant de déterminer les propriétés du bois de structure. Ces propriétés mécaniques sont : le module d'élasticité en flexion (local et global), la résistance à la flexion, le module d'élasticité en compression axiale et la résistance à la compression axiale.

Nous définissons également la détermination des dimensions, de la teneur en humidité et la masse volumique des éprouvettes d'essai.

Sauf indication contraire, les méthodes s'appliquent aux bois massifs non aboutés ou aboutés par entures multiples, de formes rectangulaires et circulaires (de section relativement constante)

10.2 Détermination des dimensions des éprouvettes d'essai

Les dimensions des éprouvettes d'essai doivent être mesurées avec une précision de 1%. Toutes les mesures doivent être réalisées après conditionnement des éprouvettes d'essai selon les conditions défini dans l'Article 8. Si la largeur ou l'épaisseur varie dans une même éprouvette d'essai, il convient d'évaluer la moyenne de trois mesures différentes prises en différents points le long de chaque éprouvette.

Les mesures ne doivent pas être prises à moins de 150mm des extrémités.

Les éprouvettes d'essais pour les tests transversaux doivent être rabotées.

Nous avons appliqué ce protocole d'essai pour la mesure des dimensions des éprouvettes utilisées pour les tests de flexion et de compression. A chaque fois, nous avons considéré la moyenne de trois mesures en trois endroits différents de l'éprouvette.

Pour cela nous avons utiliser deux instruments de mesure :

- Un pied à coulisse électrique (voir figure 10.1) qui a une précision de $\pm$ 0.03mm.
- Un mètre pour les longueurs de nos différents échantillons dépassant la limite du pied à coulisse (où dans ce cas-ci la précision était de l'ordre du millimètre).



FIGURE 10.1 – Pied à coulisse du laboratoire LEMSC.

10.3 Détermination de la teneur en humidité des échantillons

La teneur en humidité de l'éprouvette d'essai doit être déterminée conformément à la norme NBN EN 13183-1 sur une section prise dans une éprouvette d'essai. Pour

le bois de structure, la section transversale doit être entière, exempte de noeuds et de poche de résine.

Dans les essais de résistance pour la flexion et la compression axiale, la section doit être découpée aussi près que possible de la rupture.

Les deux appareils mis à disposition pour la mesure de la teneur en humidité sont :

- L'hygromètre mini pour les mesures en surface (Représenté sur la figure 10.2) :

  L'hygromètre (aussi connu sous le nom d'humidimètre) permet de mesurer le pourcentage d'eau (relatif) en surface, par le principe de résistivité électrique mesurée entre les deux électrodes à aiguilles.

- L'étuve (Représentée sur la figure 10.3) :

  L'étuve n'est autre qu'une enceinte close régulée en température afin de sécher un matériau. Le but est de réduire le taux d'humidité aux alentours de 12 %, en chauffant à plus ou moins±103°.



FIGURE 10.2 – Humidimètre à pointe.



FIGURE 10.3 – Étuve.

La mesure du taux hygroscopique est déterminée étant donné que le facteur de l'hygroscopie influence les résistances du matériau bois. Les propriétés mécaniques augmentent avec la diminution de la teneur en eau.

10.4 Détermination de la masse volumique des échantillons

La masse volumique est déterminée sur la section transversale de l'éprouvette d'essai. Pour le bois de structure, la section transversale doit être entière, exempte de noeuds et de poches de résine.

L'appareil mis à disposition est une balance de laboratoire à haute précision d'une capacité maximale de 200g pour une précision de l'ordre de 0.0002g. Les mesures ont été prises à trois reprises et la moyenne a été considérée.



FIGURE 10.4 – Balance du laboratoire LEMSC.

L'échantillon à utiliser a des dimensions normalisées, ce qui permet de calculer son volume.

Le test de la masse volumique est réalisé pour permettre la détermination de la classe du bois testé. En effet, la masse volumique est une propriété importante du bois. Cette propriété est proportionnelle à la quantité de matière et de vide au sein du matériau. Plusieurs propriétés du bois peuvent être ressorti de ce test.

10.5 Conditionnement des éprouvettes d'essai

Tous les tests doivent être réalisés sur des éprouvettes conditionnées sous atmosphère normalisée de $(20 \pm 2)°$ C et (65 ± 5) % d'humidité relative. Une éprouvette d'essai est conditionnée lorsqu'elle a atteint une masse constante. Une masse constante est considérée comme atteinte lorsque les résultats de deux pesées successives, effectuées à un intervalle de 6h, ne varient pas de plus de 0.1% de la masse de l'éprouvette d'essais.

Lorsque le bois à tester ne peut pas être facilement conditionné dans l'atmosphère normalisée ci-dessus (par exemple, pour des feuillus de masses volumiques élevées),

ceci doit être enregistré.

Pour de petites éprouvettes, à défaut d'avoir une protection spécifique, les éprouvettes d'essai ne doivent pas être retirées de l'atmosphère de conditionnement plus d'une heure avant l'essai.

Les éprouvettes d'essai peuvent être stockées dans la zone d'essai pendant une durée maximale de 24h à condition d'être empilées et enveloppées d'un film étanche à la vapeur.

10.6 Détermination du module local et global d'élasticité en flexion

10.6.1 Éprouvette d'essai

L'éprouvette d'essai doit avoir une longueur minimale égale à 19 fois la hauteur de la section.

Étant donné que nous avons une hauteur de 40mm, nous obtenons une longueur totale de l'éprouvette de 760mm.

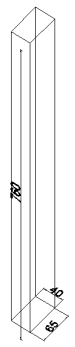


FIGURE 10.5 – Schéma de représentation des éprouvettes de flexion.

10.6.2 Démarche à suivre

L'éprouvette doit être chargée symétriquement en flexion en deux points sur une portée égale à 18 fois la hauteur, telle que représentée à la figure 10.6. Si l'éprouvette et le dispositif d'essais ne permettent pas que ces conditions soient exactement remplies, la distance entre les points de charge et les appuis peut être augmentée jusqu'à 1.5 fois la hauteur de l'éprouvette d'essai, et sa longueur peut être augmentée jusqu'à trois fois la hauteur, tout en maintenant la symétrie du test.

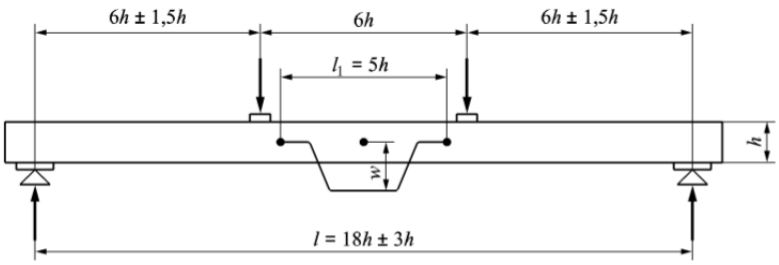


FIGURE 10.6 – Schéma de représentation des essais de flexion ([NBN12]).

L'éprouvette est supportée via des appuis simples.

Pour avoir le moins de poinçonnement local, nous plaçons des petites plaques d'acier de longueur inférieure ou égale à la moitié de la hauteur de l'éprouvette d'essai entre celle-ci et les têtes de chargement du dispositif ou les appuis. La pièce utilisée est illustrée à la figure 10.7.



FIGURE 10.7 – Pièce métallique de calage pour éviter un poinçonnement local.

Une contrainte latérale doit être exercée si cela est nécessaire pour éviter un quelconque déversement. La contrainte appliquée doit cependant permettre la déformation de l'éprouvette sans résistance de friction significative.

Lors du test, la force est appliquée avec une vitesse constante choisie au préalable. La vitesse de déplacement de la tête de chargement ne doit pas dépasser (0.003h) mm/s, ce qui qui correspond dans notre cas à une vitesse imposée de 0.12mm/s.

La force maximale appliquée ne doit pas dépasser 0.4 F_max pour ne endommager l'échantillon.

La force maximale estimée F_max est obtenue à partir un nombre minimum de trois essais et de maximum 6 essais.



FIGURE 10.8 – Essai de flexion.

Le dispositif de chargement utilisé permet la mesure de force avec une précision de 1% de la force appliquée à l'éprouvette d'essai ou, pour des forces inférieures à 10% de la force maximale appliquée, avec une précision de 0.1% de la force maximale appliquée.

La flèche w est mesurée sur l'axe neutre au centre d'une longueur de référence centrale égale à cinq fois la hauteur de la section à l'aide d'un capteur LVDT (représenté sur la figure10.9). Pour plus précision dans nos calculs, nous considérons la moyenne des mesurées effectuées sur les deux faces opposées de l'échantillon. Ce dispositif de mesure utilisé permet de mesurer la flèche avec une précision de 1% ou pour des flèches inférieures à 2mm, avec une précision de 0.02mm.



FIGURE 10.9 – Capteur LVDT.

10.6.3 Résultats

Une fois les essais réalisés, nous traitons les données obtenues afin d'établir le graphe force/flèche. De plus, pour procéder à une régression linéaire, nous utilisons la section du graphe comprise entre 0.1 F_max et $0.4F_max$. Nous avons déterminé la

partie la plus longue de cette section, qui nous donne un coefficient de corrélation supérieur à 0,99. Cette section doit être au minimum couverte par la plage comprise entre 0.2 F_max et 0.3 F_max. Ceci nous permet de calculer le module d'élasticité à l'aide de la formule suivante :

$$E_m, I = \frac{aO_1^2(F_2 - F_1)}{16I(w_2 - w_1)} \tag{10.1}$$

où :

- $F_2 - F_1$: est un accroissement de force en Newtons sur la ligne de régression avec un coefficient de corrélation de 0.99 ou mieux
- $w_2 - w_1$: est l'accroissement de flèche en millimètres correspondant à $F_2 - F_1$
- a : distance entre un point de chargement et l'appui le plus proche dans un essai de flexion en millimètres
- O_1 : longueur de base pour la détermination du module d'élasticité en millimètres

Ce module d'élasticité locale nécessite une précision de calcul de 1%.

En ce qui concerne le module d'élasticité global en flexion, le mode opératoire et la démarche à suivre sont similaires à celle du module d'élasticité locale en flexion. En effet, les deux modules ont été mesurés au cours du même essai. Cependant, le module global d'élasticité se calcule selon la formule suivante :

$$E_m, g = \frac{3aO_1^2 - 4a^3}{2bh^3(2\frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh})} \tag{10.2}$$

où G est le module de cisaillement.

10.7 Détermination du module d'élasticité en compression

10.7.1 Éprouvette d'essai

L'éprouvette d'essai a une section complète et nécessite une longueur égale à 6x la plus petite dimension de la section. Dans notre cas, la dimension la plus petite étant de 50mm, notre longueur d'échantillon est de 300mm.
Les éprouvettes ont été réalisées par un menuisier afin d'assurer que les surfaces des extrémités soient planes et parallèles entre elles, en plus de préserver une perpendicularité par rapport à l'axe de la pièce.

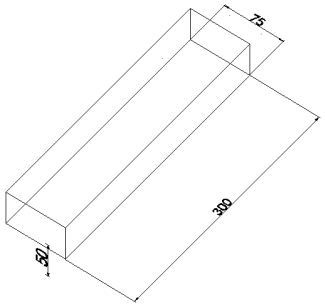


FIGURE 10.10 – Schéma de représentation des éprouvettes de compression.

10.7.2 Démarche à suivre

L'échantillon est positionné au milieu du plateau rotulé d'application de la charge de compression sans induire une instabilité (flexion). Une fois l'application d'une charge initiale, les têtes de chargement sont verrouillées pour éviter tout mouvement angulaire.

La force est appliquée avec une vitesse constante. La vitesse de déplacement de la tête de chargement ne doit pas dépasser une valeur égale à 0.00005 O_1 mm/s. Ce qui correspond pour nous à une vitesse de 0.015mm/s.

Le dispositif de chargement permet la mesure de la force avec une précision de 1% de la force appliquée à l'éprouvette d'essai ou, pour des forces inférieures à 10% de la force maximale appliquée, avec une précision de 0.1% de la force maximale appliquée.

Les écrasements sont mesurés sur une longueur de référence centrale égale à 4 fois la dimension la plus petite de la section de l'éprouvette d'essai. Deux extensomètres sont utilisés et positionnés pour minimiser les effets de distorsion.

Les écrasements sont déterminés avec une précision de 1% pour les écrasements inférieurs à 2mm, avec une précision de 0.02mm.

10.7.3 Résultats

Le module d'élasticité en compression est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$E_c, 0 = \frac{O_1(F_2 - F_1)}{A(w_2 - w_1)} \tag{10.3}$$

Dans le cas où le module d'élasticité est calculé via une régression linéaire force/déplacement, il convient d'obtenir un coefficient de corrélation supérieur à

0.99%.

Ce module d'élasticité en compression est calculé avec une précision de 1%.

10.8 Détermination de la résistance à la compression axiale

10.8.1 Éprouvette d'essai

L'éprouvette d'essai a une section complète et nécessite une longueur égale à 6x la plus petite dimension de la section. Dans notre cas, la dimension la plus petite étant de 50mm, notre longueur d'échantillon est de 300mm. Les éprouvettes ont été réalisées par un menuisier afin d'assurer que les surfaces des extrémités soient planes et parallèles entre elles, en plus de préserver une perpendicularité par rapport à l'axe de la pièce.

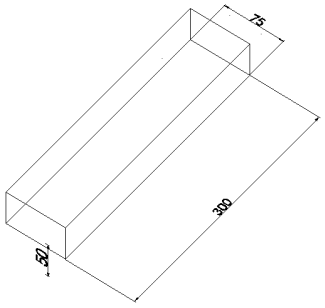


FIGURE 10.11 – Schéma de représentation des éprouvettes de compression.

10.8.2 Démarche à suivre

L'échantillon est positionné au milieu du plateau rotulé d'application de la charge de compression sans induire une instabilité (flexion). Une fois l'application d'une charge initiale, les têtes de chargement sont verrouillées pour éviter tout mouvement angulaire.

Le dispositif de chargement utilisé permet la mesure de la force avec une précision de 1% de la force appliquée à l'éprouvette d'essai.

La force qui y est appliquée est à une vitesse constante de déplacement de la tête de chargement telle que la force maximale soit atteinte dans la tranche (300±120)s.

Pour chaque échantillon, le temps pour obtenir la rupture est enregistré et sa valeur moyenne est notée dans le rapport de l'essai.

10.8.3 Résultats

La résistance à la compression est donnée par l'équation :

$$f_{c,0} = \frac{F_{max}}{A} \tag{10.4}$$

La résistance en compression axiale est calculée avec une précision de 1%.

Le mode de rupture et les caractéristiques de croissance au niveau de la section de rupture de chaque échantillon d'essai sont enregistrés dans le rapport d'essai.

Chapitre 11

Procédure suivie pour la caractérisation du CLT

Dans la section qui suit, nous aborderons toutes les démarches et tous les protocoles en lien avec les essais réalisés pour déterminer la classe du CLT. Il est important de préciser qu'aucune norme européenne n'existe à ce jour, que seules les grosses entreprises ont une agrégation. De plus ces entreprises ont un protocole d'essai, une méthode de calcul ainsi qu'une classification du CLT qui leur sont propres. Suite à cela, pour déterminer au mieux les propriétés mécaniques du CLT, nous nous sommes référés aux même normes que pour le bois massif. Tous les protocoles d'essais décrits ci-dessous sont directement en lien avec la norme NBN EN 408 ([NBN12]) et s'en inspirent fortement.

11.1 Détermination de la résistance longitudinale et transversale du CLT

Comme évoqué en début de section, aucune norme européenne à ce jour n'a été établie pour le CLT. Étant donné qu'il était impératif de caractériser le CLT pour connaître ses propriétés mécaniques, nous avons suivi une démarche assez similaire au protocole du bois massif. La démarche est exactement la même, que ce soit pour calculer la résistance au cisaillement axial ou pour le cisaillement transversal. Nous avons un matériau composite constitué de couches perpendiculaires les unes aux autres.

Les machines mises à disposition sont deux presses hydraulique, pouvant appliquer une force de 100[kN] et l'autre de 1000[kN] (voir figure 11.1).



FIGURE 11.1 – Presse de 1000 [kN] (à gauche),
Presse de 100 [kN] (à droite).

Éprouvette d'essai

Les éprouvettes d'essai devaient respecter certains critères imposés par la fourniture du CLT à disposition et par les machines utilisées du laboratoire LEMSC. De fait, nous avions à disposition un panel d'échantillons restreints par leur largeur. Or pour valider ces essais il était nécessaire d'avoir un nombre minimum d'éprouvettes (5). De plus les plateaux des machines avaient également une taille limitée de 30x30 [cm] pour la première machine et 50x50[cm] pour la seconde. Cela nous a poussés à prendre comme taille d'échantillons : 8x20x60 [cm] et 8x45x45 [cm] (comme indiqués sur la figure 11.2).

Les éprouvettes ont une planéité parfaite et les surfaces sont parallèles deux à deux afin de ne pas fausser l'interprétation des résultats. La perpendicularité par rapport à l'axe de la pièce est préservée pour chaque éprouvette.

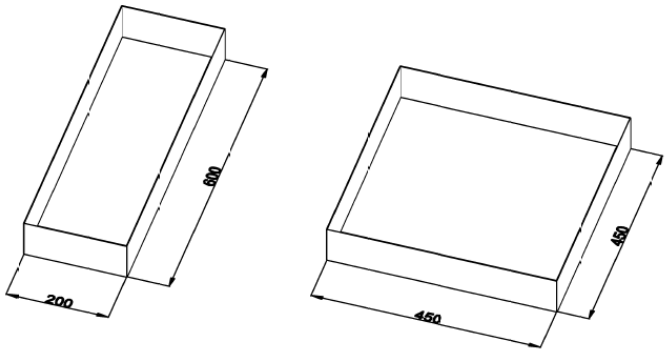


FIGURE 11.2 – Schéma des éprouvettes de caractérisation.

Les éprouvettes de dimensions 45x45 [cm] ont été utilisées pour les essais du module de Young selon les deux axes, ainsi que le comportement à la rupture. Étant donné que les essais sur le comportement à la rupture sont destructifs, il était impératif de faire les essais du module de Young, qui eux sont non-destructifs, avant ceux qui mènent à la rupture de l'échantillon.
Cependant, pour pouvoir connaître le module de Young via l'équation 11.1, il est nécessaire de savoir (ou d'estimer) la force de rupture F_{max}. Dans notre cas nous avons préféré utiliser la force réelle, obtenue via essai. Ce choix se justifie par le fait que nous voulions être certains de ne pas sur- / sous-estimer la force de rupture. Pour cela il y a un échantillon dont le module de Young n'a pas pu être testé selon les deux axes. Voici la séquence des essais réalisés :

$$E_{c,i}^{St} = \frac{(F_2 - F_1)}{A * (w_2 - w_1)} \tag{11.1}$$

- 1 échantillon testé en comportement à la rupture longitudinale ;
- 3 échantillons pour le module de Young longitudinal ;
- 3 échantillons précédents testés à la rupture transversale ;
- 2 échantillons pour le module de Young transversal ;
- 2 échantillons précédents testés à la rupture longitudinale.

Démarche à suivre

L'échantillon est positionné de façon à être au milieu du plateau rotulé d'application de la charge de compression sans induire une instabilité (flexion). Une fois l'application d'une charge initiale, les têtes de chargement sont verrouillées pour

éviter tout mouvement angulaire.

Le dispositif de chargement utilisé permet la mesure de la force avec une précision de 1% de la force appliquée à l'éprouvette d'essai.

La force qui y est appliquée est à une vitesse constante de déplacement de la tête de chargement telle que la force maximale soit atteinte dans la tranche (300±120)s. Cette vitesse est de l'ordre de 1 à 2 [mm/s].

Pour chaque échantillon, le temps pour obtenir la rupture est enregistré et sa valeur moyenne est notée dans le rapport de l'essai.

Résultats

La résistance au cisaillement (axial et transversal) est donnée dans la section 8.3.

Une fois les essais réalisés, nous utilisons les données obtenues pour établir un graphe force/déplacement. Le mode de rupture et les caractéristiques de croissance au niveau de la section de rupture de chaque échantillon d'essai sont enregistrés dans le rapport d'essai.

11.2 Détermination des modules de Young du CLT

Lors de ces essais, la presse hydraulique a été équipée de plateaux de 50x50 [cm], pour pouvoir accueillir nos échantillons de 45x45[cm]. De part et d'autre de l'échantillon nous avons placé des capteurs LVDT qui mesurent le déplacement relatif entre les deux plateaux (comme le montre la figure 11.3).

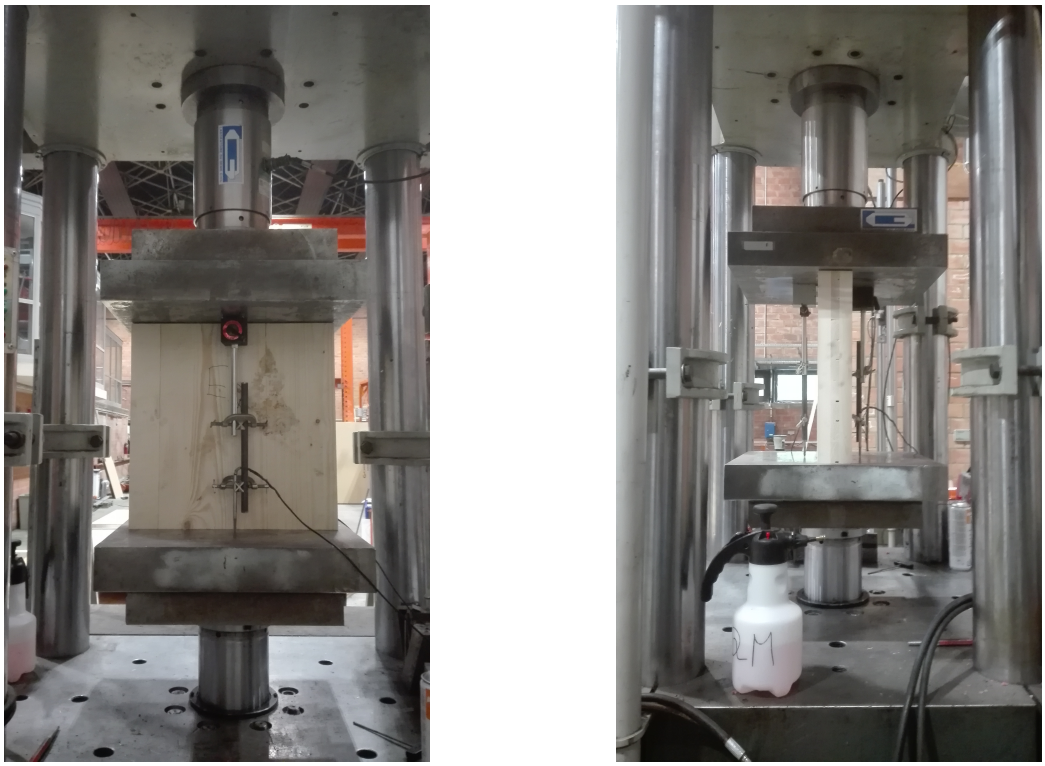


FIGURE 11.3 – Disposition de l'échantillon 45x45 [cm] dans la presse.

Le résultat de ces essais est exprimé sous forme d'un tableau donnant la force appliquée par le vérin et le déplacement relatif entre les deux plateaux. Grâce à ces valeurs il est possible de déterminer le module de Young dans le sens où l'effort est appliqué via l'équation 11.2.

$$E_{c,i}^{St} = \frac{(F_2 - F_1)}{A * (w_2 - w_1)} \tag{11.2}$$

Où F_1 et F_2 valent respectivement $0,1 * F_{max}$ et $0,4 * F_{max}$. w_1 et w_2 sont les raccourcissements relatifs de l'échantillon lorsque la force appliquée sur l'échantillon vaut F_1 et F_2 respectivement. Dans le cas où l'échantillon devait uniquement être testé pour connaître son module de Young, une fois que la force de $0,4 * F_{max}$, ou F_{max} a été obtenue lors d'un essai préalable, la presse arrête le chargement et les plateaux reviennent à leur emplacement initiale, avant le début de l'essai.

11.2.1 Comportement à la rupture

Lors d'un essai jusqu'à rupture d'un échantillon, la presse continue jusqu'à ce que la force appliquée par la presse ait eu une diminution de 25% par rapport à la force maximale atteinte lors de l'essai, à savoir quand $F_{applique,i} = 0,75 * F_{max,i}$.

11.3 Essai de caractérisation de la résistance en compression et du module de Young du CLT

Le chargement de ces échantillons se fait par une imposition de la vitesse de déplacement du vérin. Cette vitesse a été calculée à $2mm/s$. Cette valeur a été obtenue en calculant l'allongement théorique de rupture du stratifié, à l'aide des valeurs théoriques de rupture du CLT et du module de Young du stratifié, ainsi que la contrainte sur le temps d'essai imposé par les différentes normes Européennes.

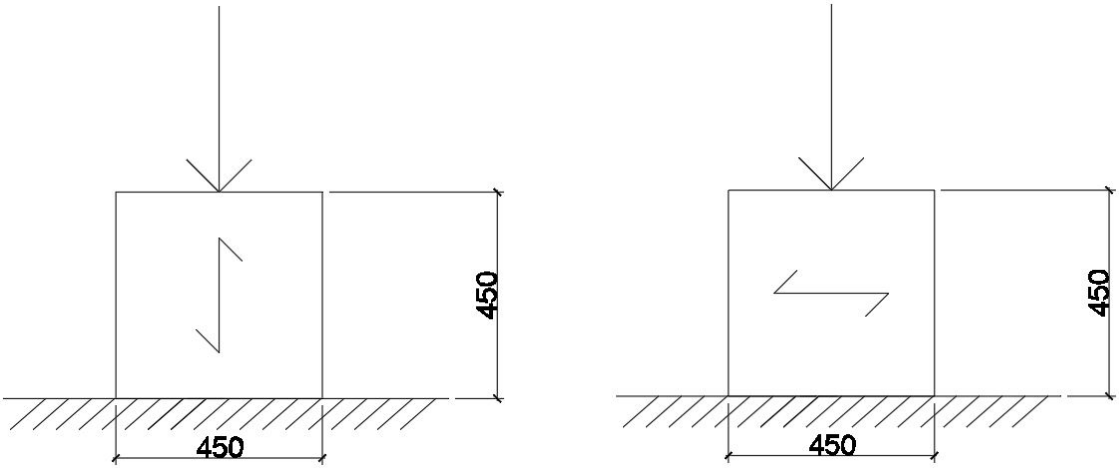


FIGURE 11.4 – Schéma de l'essai en longitudinal (à gauche), et transversal (à droite).

11.4 Essai de caractérisation de la résistance au cisaillement du CLT

Ces échantillons ont été testés en cisaillement. Pour ce faire, un rectangle de 20x62 [cm] ayant un angle de 45°par rapport au pli longitudinal a été découpé. Ceci permet de tester le CLT en cisaillement dans une presse disposant de deux plateaux. Ceci permet de faire les tests sans avoir recours à un lourd dispositif pour induire du cisaillement au sein du panneau. La figure 11.5 représente la disposition de l'échantillon.

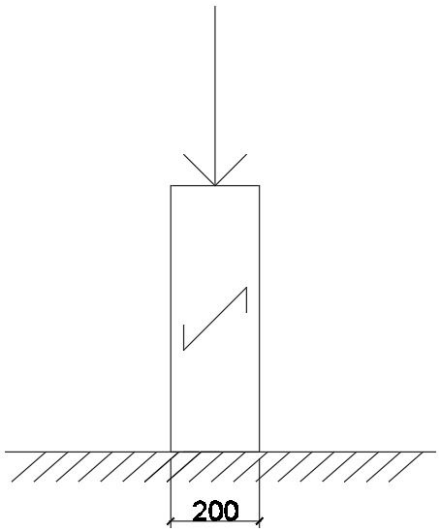


FIGURE 11.5 – Schéma de l'essais 20x62 [cm].

Lors de ces essais, la vitesse de déplacement du vérin est imposée à 1 $[\frac{mm}{min}]$. La fin de l'essai a lieu lorsque la force appliquée par la presse est proportionnelle à la moitié de la force maximale atteinte lors de l'essai, quand $F_{applique,i} = 0,5 * F_{max,i}$.

Sur la figure 11.6 se trouve une schématisation de l'échantillon mis en place dans la presse de 100 [kN], prêt à être testé.



FIGURE 11.6 – Disposition de l'échantillon 20x62 [cm] dans la presse.

11.5 Essai de caractérisation de la résistance au cisaillement du CLT

Ces tests de cisaillement ont été réalisés sur un autre type d'éprouvette. Le principe restant le même, le panneau est tel que la force appliquée par le vérin est à 45°par rapport au pli longitudinal (voir figure 15.6).

Lors de ces essais, le déplacement du vérin est imposé à 1,2 $[\frac{mm}{min}]$. La fin de l'essai se fait lorsque la force appliquée par la presse vaut la moitié de la force maximale atteinte, à savoir quand $F_{applique,i} = 0,5 * F_{max,i}$.

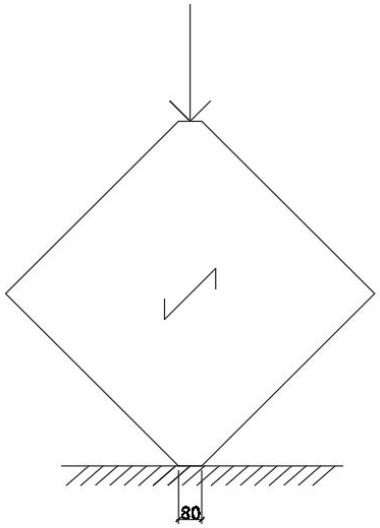


FIGURE 11.7 – Schéma de l'essai 90x90 [cm].

Sur la figure 11.8 il est possible de voir l'échantillon mis en place dans la presse de 100 [kN], prêt à être testé. De plus, pour permettre la réalisation des tests, deux coins ont été biseautés (biseautage sur la figure 11.9). Ces coins ont été biseautés sur une largeur de 80 [mm] comme indiqué sur la figure 15.6. Cette découpe a pu se faire au sein même du LEMSC grâce au matériel mis à disposition.



FIGURE 11.8 – Échantillon 90x90 [cm] avec coins biseauté.



FIGURE 11.9 – Échantillon 90x90 [cm] avec coins biseautés.

Chapitre 12

Procédure suivie pour les embrèvements en Douglas et en CLT

Ce chapitre a pour but de décrire la procédure des essais de calibrages des embrèvements en bois massif et également des embrèvements en CLT. Tout d'abord nous aborderons les méthodologies d'échantillonnages pour la fabrication des éprouvettes. Puis nous présenterons le type d'échantillonage et leurs dimensions. Ensuite, nous mentionnerons quel type de dispositif nous avons utilisé ainsi que les différents appuis en fonction de l'embrèvement étudié. Nous aborderons également le type de machine qui permet de réaliser ces essais. Suite à cela, nous expliquerons la démarche suivie et le critère nécessaire à déterminer pour le lancement des essais. Il est important de rappeler que même si nous effectuons ces essais sur deux types de matériau, étant donné que ces matériaux sont tous deux issu du bois, ce critère ne vient pas influencer le protocole d'essai de calibrage des embrèvements. Le protocole d'essai est donc similaire, si ce n'est que la seule différence réside dans la vitesse d'exécution de la machine pour s'assurer de respecter le temps d'essai imposé (temps repris de la norme EN 408 : 300± 120 sec).

12.1 Méthodologie d'échantillonage du Douglas

Pour permettre un bon déroulement des essais en laboratoire, nous avons suivi une démarche méticuleuse permettant de faciliter la réalisation, et une meilleure reconnaissance des échantillons dans le but de caractériser au mieux chaque poutre/embrèvement. La procédure utilisée est la suivante :

- Un tri visuel a été fait lors de l'achat des poutres pour éviter un nombre incalculables d'impuretés dans ces poutres.
- Des plans ont été réalisés au préalable pour prévoir la disposition des différents

éléments constituant les embrèvements ainsi que les éléments servant à la caractérisation (B-C). En effet, nous avons prévu pour deux des trois poutres un nombre de trois embrèvements (entrait et arbalétrier correspondant) et également trois sections rectangulaires pour la compression et trois sections rectangulaires pour la flexion. Pour les poutres restantes, nous y avons seulement mis deux embrèvements, avec les éléments de caractérisation s'y appliquant.

- Une fois le tri visuel établi, nous avons tracé sur chacune des poutres des traits permettant une pré-découpe pour faciliter le transport et le maniement des bouts de bois.
- Tout a été entreposé dans une pièce climatisée au sein du laboratoire LEMSC de l'UCLouvain. Cette pièce est conditionnée de manière à avoir une température (20 °C) et une humidité ambiante relative (proche des 60%) constantes.
- Un prélèvement régulier du taux d'humidité a été réalisé afin de connaître la progression des bois pour tendre vers une humidité relative de 60%.
- Une fois que la majorité du bois se situe dans une tranche appréciable assez proche du taux d'humidité souhaité, le bois est transmis au menuisier pour la réalisation des embrèvements.
- Entre temps, il était impératif de se coordonner avec le laboratoire pour la réalisation des essais dans un nombre de jours le plus faible possible pour garder ce taux hygroscopique du bois aux alentours des 12%. De plus, nous devions nous assurer que la caractérisation et le calibrage des embrèvements se fassent dans la même journée ou à un intervalle d'une journée afin d'assurer le même conditionnement et de ne pas fausser les résultats.

12.2 Méthodologie d'échantillonage du CLT

Pour permettre un bon déroulement des essais en laboratoire, nous avons suivi une démarche similaire à la démarche établie pour le Douglas. La procédure utilisée est la suivante :

- Une reconnaissance visuelle a été faite lors de l'acquisition des panneaux de CLT pour éviter une perte quelconque d'éléments en CLT.
- Des plans ont été réalisés au préalable pour prévoir la meilleure disposition en fonction des panneaux reçus et de leur état (Plans en annexe C).
- Une fois le bois récupéré, le bois est transmis au menuisier pour la réalisation des embrèvements.
- Entre temps, il était impératif de se coordonner avec le laboratoire pour la réalisation des essais dans un nombre de jours le plus faible possible pour assurer le même conditionnement.

12.3 Détermination de la teneur en humidité des échantillons

La teneur en humidité de l'éprouvette d'essai doit être déterminée conformément à l'NBN EN 13183-1 sur une section prise dans une éprouvette d'essai. Pour le bois de structure, la section transversale doit être entière, exempte de noeuds et de poche de résine.

Dans les essais de résistance pour la flexion et la compression axiale, la section doit être découpée aussi près que possible de la rupture.

Dans ce cas-ci, à la différence de la caractérisation du Douglas, le seul outil de mesure possible était l'humidimètre au vu de la taille des éprouvettes.

12.4 Détermination de la masse volumique des échantillons

La masse volumique de la section transversale complète de l'éprouvette d'essai doit être déterminée sur une section prise dans l'éprouvette d'essai. Pour le bois de structure, la section transversale doit être entière, exempte de noeuds et de poches de résine.

L'appareil mis à disposition est une balance de plus haute capacité (aux environs des 10kg). Cette balance (représentée sur la figure 12.1) a permis la mesure de chaque entrait et arbalétrier.



FIGURE 12.1 – Balance à plus haute capacité du laboratoire LEMSC.

12.4.1 Éprouvette d'essai

Les éprouvettes d'essais doivent être usinées de manière à respecter les plans (situés en annexe : B) pour éviter tout élément parasitaire (forces, moments,..) qui pourrait influencer les résultats et induire une erreur d'interprétation. Les surfaces des extrémités ainsi que des découpes internes à l'échantillon doivent être usinées de manière précise pour s'assurer qu'elles soient planes et parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Les sections d'échantillons sont toutes des sections 8/23 (75x225 [mm]). Au total il y a 4 types d'éprouvettes différentes : deux entraits et deux arbalétriers, dont les dimensions sont reprises avec exactitude en annexe B.

12.4.2 Dispositif d'essai et machine

Afin de réaliser ces essais, un dispositif d'essai a été créé ainsi que tout un panel d'appuis pour permettre une variation de l'inclinaison et une configuration différente de la répartition des efforts au sein de l'embrèvement. Nous retrouvons tous ces éléments expliqués dans la section 1.3.

Pour la mise en place des embrèvements à 25° avec efforts non concourants, les appuis à utiliser avec le dispositif d'essai sont :

- *TFE-ARB/ENT-25°-001* (représenté sur la figure 1.17).

- *TFE-ARB/ENT-25°-002* (représenté sur la figure 1.19).

Dans le cas d'un embrèvement à 25° avec efforts concourants, les appuis à utiliser sont :

- *TFE-ARB/ENT-25°-001* (représenté sur la figure 1.17).
- *TFE-ARB/ENT-25°-003* (représenté sur la figure 1.21).

Pour la mise en place des embrèvement à 40° avec efforts non concourants, l'appui à utiliser avec le dispositif d'essai est :

- *TFE-ARB/ENT-40°-001* (représenté sur la figure 1.24).

Dans le cas d'un embrèvement à 40° avec efforts concourants, les appuis à utiliser sont :

- *TFE-ARB/ENT-40°-001* (représenté sur la figure 1.24).
- *TFE-ARB/ENT-40°-002* (représenté sur la figure 1.25).

Étant donné la place que prend tout le dispositif d'essai avec l'embrèvement positionné et également la force à venir y appliquer pour obtenir une rupture, nous avons eu recours à une presse hydraulique pouvant appliquer un effort allant jusqu'à 250kN (représentation de la presse sur la figure 12.2).



FIGURE 12.2 – Presse utilisée en compression pour les embrèvements.

12.4.3 Démarche à suivre

Peu importe le type de matériau utilisé, il est nécessaire d'utiliser la pièce G.5 pour venir positionner l'embrèvement correctement et permettre l'application de l'effort. Cette pièce doit être centrée par rapport au plateau supérieur de la machine.

Pour éviter tout mouvement du dispositif, deux boulons sont nécessaires de part et d'autre de la base du dispositif pour venir caler celui-ci et pour permettre à l'embrèvement d'avoir sa position au sein du dispositif, quatre boulons sont nécessaires.

Une fois l'application d'une charge initiale, les têtes de chargement sont verrouillées pour éviter tout mouvement angulaire.

Pour chaque embrèvement, le temps d'application pour obtenir la rupture est enregistré et sa valeur moyenne est notée dans le rapport d'essai.

Cinquième partie

Interprétation des résultats expérimentaux réalisés sur le bois massif et le CLT

Chapitre 13

Interprétation des essais de caractérisation du bois massif

Dans les trois prochaines sections, nous analyserons les résultats et nous interpréterons ceux-ci afin de connaître à quelle classe de bois appartiennent les trois poutres que nous utiliserons lors de nos essais sur les embrèvements. Le classement se fera individuellement pour les trois poutres et ce pour chaque type d'essai réalisé (masse volumique, essai de compression et essai de flexion). À la fin de ce chapitre se trouve un récapitulatif de ces trois essais ainsi que le classement définitif des trois poutres.

Pour pouvoir comparer les résultats d'essais à la norme, il a fallu passer des valeurs caractéristiques présentes dans la norme aux valeurs moyennes pour pouvoir les comparer avec les résultats d'essais (voir annexe D).

Dans ce chapitre nous présentons uniquement l'attribution du classement du Douglas selon les résultats obtenus à l'aide des essais. Tous les détails et les résultats d'essais se trouvent dans le chapitre E en annexe.

13.1 Masse volumique

Dans le tableau 13.1 sont répertoriées les moyennes pour chaque poutre. Cette moyenne a été réalisée sur 6 échantillons distincts. Ces éprouvettes sont celles utilisées lors des essais de compression et de flexion (trois de compression et trois de flexion).

En comparant les moyennes obtenues via les essais aux valeurs données par la norme NBN EN 338 [NBN16], nous constatons que nous sommes en possession de trois poutres ayant une classe C50, soit la meilleure classe possible pour les résineux.

Échantillon	$\bar{\rho}$ $[kN/m^3]$	Classement de la poutre
Poutre A	525.13	C50
Poutre B	564.93	C50
Poutre C	598.62	C50

TABLE 13.1 – Récapitulatif des masses volumiques et le classement de chaque poutre.

13.2 Essai de compression axiale

En ce qui concerne l'essai de compression du Douglas, celui-ci a été réalisé 9 fois au total, trois pour chaque poutre. Sur la figure 13.1, nous pouvons visualiser une des 9 éprouvettes sur les plateaux de la presse (photo réalisée à la fin de l'essai). Nous pouvons également distinguer clairement le plan de rupture par compression au sein de l'échantillon.

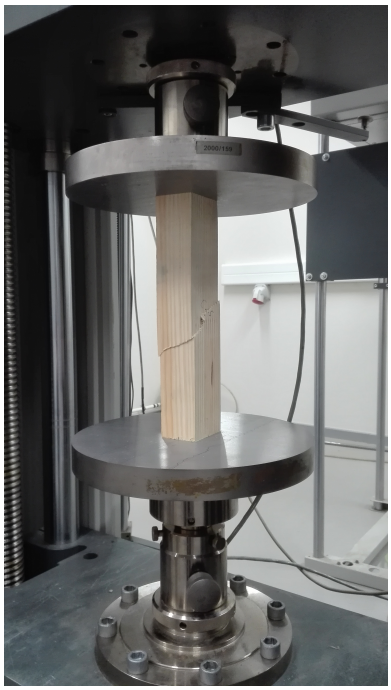


FIGURE 13.1 – Disposition de l'échantillon dans la presse après essai.

Le graphique de la figure 13.3 reprend les essais pour la poutre A. Sur ce graphique nous constatons que l'échantillon A74 (en bleu) possède une contrainte à la rupture nettement inférieure aux deux autres échantillons de cette poutre. Il faut tout d'abord souligner le fait que nous avons procédé à une découpe de cet échantillon pour enlever

un noeud sur une des extrémités de l'éprouvette. Cette différence peut être expliquée par la présence d'un petit noeud proche d'une des deux extrémités de l'échantillon comme il est possible de remarquer sur la figure 13.2.



FIGURE 13.2 – Éprouvette A74, avec la présence du noeud à coté.

Malgré l'enlèvement du noeud principal de l'échantillon, sa présence proche de l'extrémité de l'échantillon a influencé les résultats de l'échantillon. Ceci s'explique par le fait que les fibres de bois ont une inclinaison aux abords des noeuds, ce qui leur confèrent un angle par rapport aux fibres situées loin d'un noeud. En raison de cet angle, la résistance à la compression est localement affaiblie, voir section 6.2. Sur la figure 13.4 la diminution de la résistance en compression pour une classe C50 peut être observée. Nous constatons une forte diminution de la résistance pour de faibles angles.

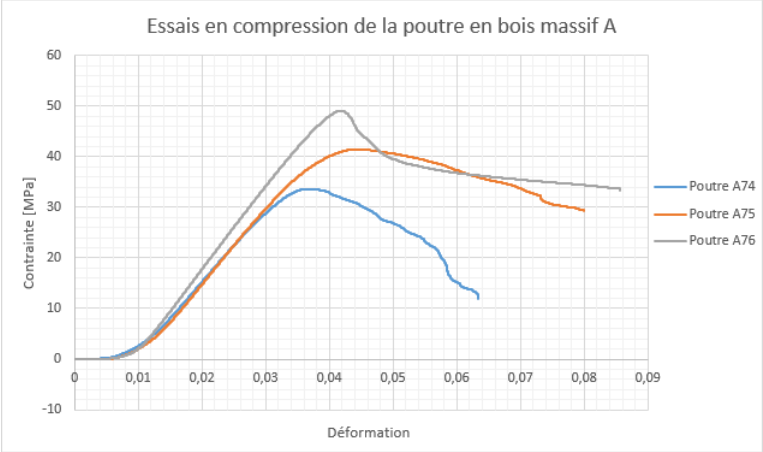


FIGURE 13.3 – Courbe contrainte-déformation de la poutre A testée en compression axiale.

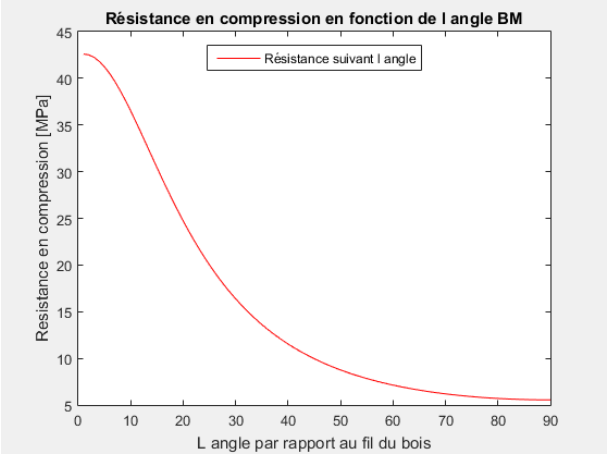


FIGURE 13.4 – Résistance moyenne à la compression du CLT constitué de planches de classe C50 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force.

Contrairement à la poutre A, les essais pour les poutres B et C ont des résistances (similaires) plus élevées à la compression (voir les figures 13.5 et 13.6). Cette forte ressemblance dans les courbes contrainte-déformation peut se justifier par la proximité des trois échantillons dans les poutres.

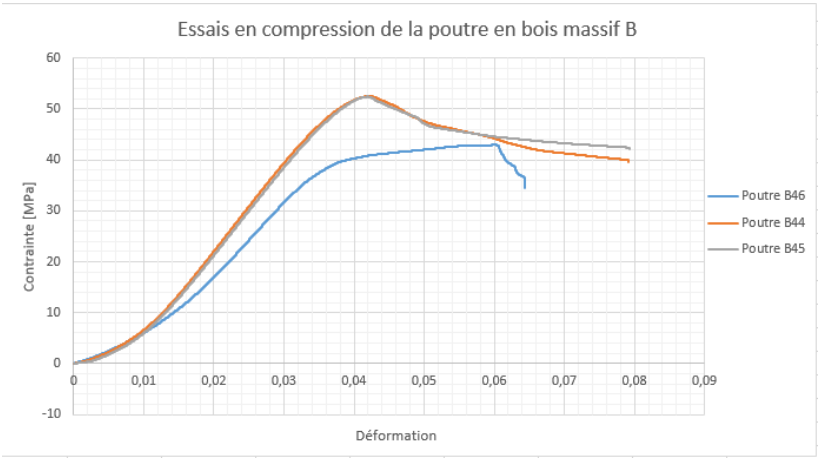


FIGURE 13.5 – Courbe contrainte-déformation de la poutre B testée en compression axiale.

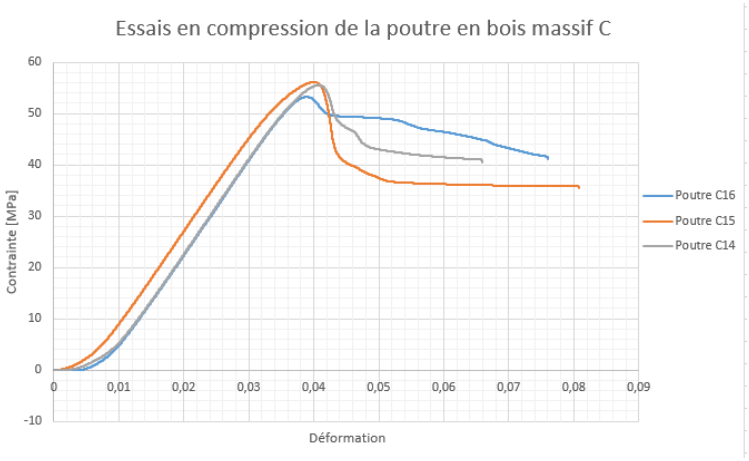


FIGURE 13.6 – Courbe contrainte-déformation de la poutre C testée en compression axiale.

Contrairement à l'essai précédent, nous constatons que les différentes poutres n'ont, pour cet essai, pas la même classe. Un essai pas résisté autant que les autres, la poutre A a été attribuée à la classe C45. Pour les deux autres poutres, nous les avons classifiées classe C50. Un récapitulatif de ces essais et du classement de chaque poutre est repris dans le tableau 13.2.

Échantillon	$\bar{f_{c,m}}$ $[MPa]$	Classement de la poutre
Poutre A	41.385	C45
Poutre B	49.29	C50
Poutre C	54.95	C50

TABLE 13.2 – Récapitulatif des essais en compression et du classement de chaque poutre.

13.3 Essai de flexion en 4 points

Durant la réalisation des essais en flexion, nous avons pu ressortir deux propriétés mécaniques de chacune des éprouvettes testées, notamment le module de Young ainsi que la résistance à la flexion. Ces deux propriétés sont issues d'une seule manipulation de la presse.

La figure ci-dessous fait partie des 9 graphiques réalisés suite à ces essais. Via ce graphique il est possible d'en déduire le module de Young (partie linéaire de la courbe (régression linéaire)) et la résistance en flexion (premier maximum local).

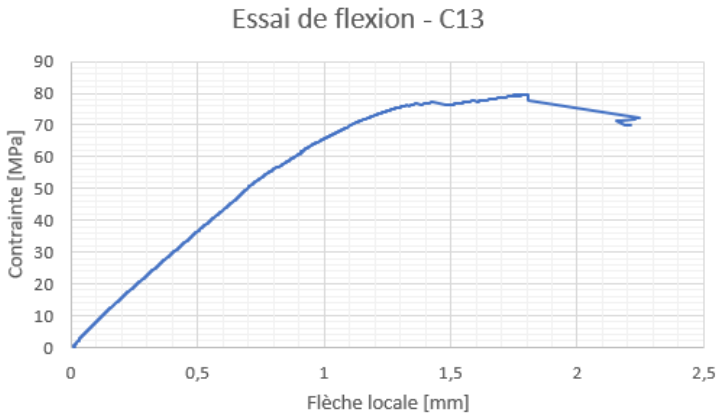


FIGURE 13.7 – Courbe contrainte-déformation de l'échantillon C13 en flexion.

Pour la poutre B, un des échantillons comportait un noeud proche du bord dans la partie en compression, voir figure 13.8. Cette imperfection a diminué la résistance de l'éprouvette. La figure montre aussi qu'une partie des fibres proches de ce noeud ont subi une rupture par écrasement des fibres, ce qui est habituellement moins courant lors d'essais en flexion. Les deux autres éprouvettes de la poutre B contenaient aussi

quelques noeuds ayant diminué leur résistance.



FIGURE 13.8 – Éprouvette B42, avec la présence d'un noeud à mi-travée.

Quant à la poutre A, l'éprouvette A71 (voir figure 13.9) possédait deux gros noeuds à mi-travée dans la zone en traction. Ceci a sensiblement réduit la résistance à la flexion. Les deux autres éprouvettes comportaient des noeuds qui ont aussi eu leurs effets sur la résistance ainsi que sur le module de Young. De plus, les trois découpes d'éprouvettes sont des découpées sur dosse (voir figure 13.10), ce qui a impacté et réduit sa résistance de part le positionnement des cernes successives lors de la croissance du bois.



FIGURE 13.9 – Éprouvette A71, avec la présence d'un noeud à mi-travée.

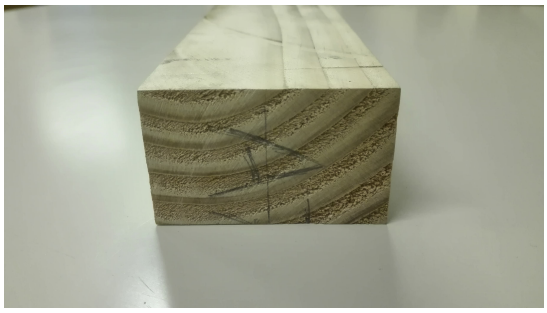


FIGURE 13.10 – Découpes sur dosse, réalisée pour les éprouvettes A71, A72 et A73.

Il est donc possible de classer ces éprouvettes de deux manières différentes, selon le module de Young et selon la résistance à la flexion. Comme nous pouvons le constater dans le tableau 13.3, hormis la poutre C qui est classée C50 dans les deux cas, la poutre A et B ont des classes de résistance différentes pour l'essai du module de Young et de résistance à la flexion.

Échantillon	$\bar{E_m}$ $[GPa]$	Classement intermédiaire de la poutre	$\bar{f_m}$ $[MPa]$	Classement intermédiaire de la poutre
Poutre A	9.13	C35	39.72	C27
Poutre B	13.06	C50	62.08	C45
Poutre C	15.78	C50	84.25	C50

TABLE 13.3 – Récapitulatif des essais de flexion et du classement de chaque poutre.

13.4 Récapitulatif des essais de caractérisation du bois massif

Lors de l'achat des poutres nous nous attendions à un bois ayant au minimum un classement de classe C24, classe attribuée par un classement visuel des poutres. Sachant que le classement visuel est un classement subjectif, il sert uniquement à titre indicatif de repère, il était primordial de faire des essais de caractérisation et les résultats le prouvent.

Après l'interprétation des résultats, et après avoir comparé les résultats des différents types d'essais, nous pouvons affirmer avec certitude que la classe de bois des poutres est largement supérieure à celle annoncée (voir les détails repris dans le tableau 13.4).

Poutre	**Masse volumique**	**Essai de flexion**	E_m	**Essai de compression**	**Classement de la poutre**
Poutre A	C50	C27	C35	C45	C40
Poutre B	C50	C45	C50	C50	C50
Poutre C	C50	C50	C50	C50	C50

TABLE 13.4 – Récapitulatif du classement de chaque poutre.

Nous constatons que sur deux des trois poutres, le classement du Douglas est C50. Cela est évident pour la poutre C au vu des propriétés mécaniques des échantillons. Quant à la poutre B, la majorité des essais permet également de conclure à cette même classe.

Cependant, les tests de flexion indiquent une classe inférieure (C45). Bien que la valeur réelle de résistance se situe entre les deux valeurs des classe C45 et C50, nous avons décidé de classer cette poutre avec une classe C50 étant donné son nombre important de noeuds dans les éprouvettes de flexion.

En ce qui concerne la poutre A, ce fût un peu plus compliqué en raison de la fluctuation des résultats obtenus durant tous ces essais. Au vu des résultats et de la moyenne effectuée (donnant une classe se situant entre la classe C40 et C45), nous avons décidé d'opter pour la classe minimale dû au fort caractère hétérogène de la poutre.

Chapitre 14

Interprétation des essais sur les embrèvements en bois massif

Ce chapitre permet d'établir une comparaison entre les résultats obtenus en laboratoire et l'application de la méthode des champs de contraintes discontinus ainsi que de la méthode fournie par l'Eurocode 5 sur le matériau bois.

La campagne d'essais pour ce matériau a été réalisée dans le courant du mois de mars 2019. Cette campagne d'essais est constituée de deux parties [1] Dans chacune de ces parties sont testées 4 éprouvettes : trois échantillons où les efforts transitant au sein du matériau sont non concourants et un échantillon où les efforts sont concourants. Toutes ces éprouvettes ont la même section : 8/23 (7.5/22.5 $[cm]$).

Le dimensionnement de l'Eurocode 5 ne prend pas en compte le cas où l'appui extérieur de l'entrait diffère du point de concours avec la résultante de l'effort de compression dans l'arbalétrier et la résultante de l'effort de traction dans l'entrait.

La méthode de dimensionnement de l'Eurocode 5 prend uniquement en compte le cas où l'effort appliqué sur l'arbalétrier (compression), l'effort résultant de l'appui au bas de l'entrait (compression) et la résultante de traction dans l'entrait sont concourants. Or, le cas de figure où l'appui est déplacé et induit des efforts non concourants doit également être pris en considération. Cependant, dans de nombreux cas de figures, l'appui vertical sur l'entrait ne peut être placé à cet endroit précis pour des raisons architecturales, pour des raisons de place ou encore pour toute contrainte en tout genre. Le dimensionnement de l'Eurocode 5 fournit donc des valeurs identiques, que ce soit en présence d'efforts concourants ou non. Ce dimensionnement dépend uniquement de la classe de bois considérée pour les échantillons. Les tables 14.1 et 14.2 ci-dessous reprennent pour chaque échantillon la classe de bois de l'entrait et de l'arbalétrier.

1. Une en fonction de chaque angle d'inclinaison de l'arbalétrier par rapport à l'entrait.

Échantillon	Arbalétrier	Entrait
E1	C50	C40
E2	C50	C40
E3	C50	C50
E4	C50	C50

TABLE 14.1 – Classe de bois des différentes poutres composant les embrèvements à 25°.

Échantillon	Arbalétrier	Entrait
F1	C50	C40
F2	C50	C40
F3	C50	C40
F4	C50	C40

TABLE 14.2 – Classe de bois des différentes poutres composant les embrèvements à 40°.

14.1 Essais sur angle de 25°

Cette disposition de l'embrèvement donne lieu à une rupture bien nette dans la globalité des éprouvettes d'essais. Celle-ci se caractérise par ce que nous appelons un "décrochage" du talon [2]. Ce décrochage est dû entre autres au cisaillement longitudinal dans l'entrait et à la traction perpendiculaire aux fibres sur cette surface. Ce décrochage est représenté graphiquement sur l'ensemble des courbes force-déplacement. En effet, comme observé sur la figure 14.1, la rupture se symbolise par une diminution drastique de la force. Ceci correspond en réalité à l'arbalétrier n'ayant plus de support sur lequel se reposer et s'appuyer. Ce comportement est un comportement fragile qui traduit bien le type de rupture obtenue.

2. Pour rappel, le talon est la surface de l'entrait mise en sollicitation par l'arbalétrier, comme cela peut être vu sur la figure 1.4.

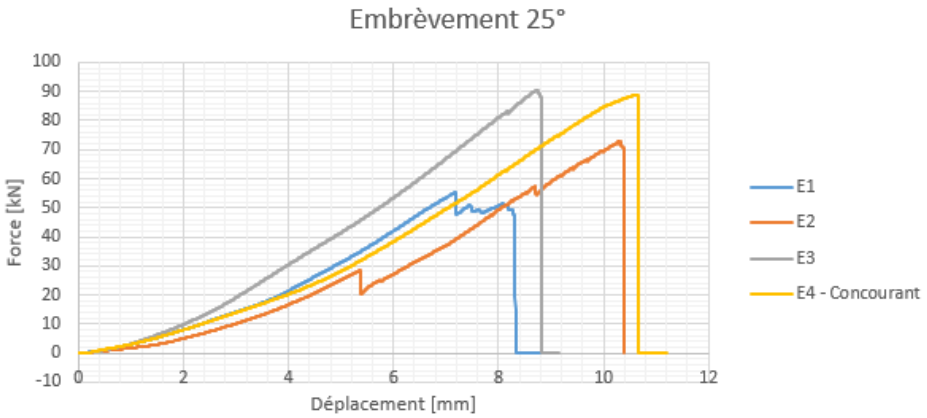


FIGURE 14.1 – Courbe force-déformation des embrèvements à 25°.

Pour l'échantillon E2, une discontinuité apparaît à 28[kN]. Cette discontinuité correspond à un glissement de l'arbalétrier sur le pas, celle-ci ne représente pas une rupture de l'élément.

Les dimensionnements établis selon l'Eurocode 5 pour les embrèvements à 25° doivent être pris avec des pincettes car l'Eurocode 5 couvre uniquement une plage d'inclinaison allant de 30° à 60°.

Les calculs de rupture liés à cette méthode ont été effectués selon le classement de chaque élément constituant l'embrèvement. Ce classement correspond pour tous les arbalétriers à une classe C50, tandis que le classement des entraits varie de la classe C40 (E1 et E2) à la classe C50 (E3 et E4) .

Il est important de rappeler que la méthode de dimensionnement de l'Eurocode 5 prévoit une rupture par compression sur la surface d'about. Or la rupture réelle est une rupture par décrochage du talon, qui elle est une rupture fragile. L'Eurocode 5 présage donc une rupture avec un caractère ductile, ce qui est l'opposé de ce qui est obtenu.

Néanmoins, bien que ce ne soit pas le type de rupture prédit par l'Eurocode 5 dans le cas de la méthode générale, nous avons aussi étudié la rupture par cisaillement du talon [3]. Ce critère de rupture nous permet d'établir une comparaison entre les théories et la pratique. En analysant les valeurs calculées et obtenues, nous observons que la méthode de l'Eurocode 5 surestime de manière bien trop importante la rupture et ce pour tous les angles et les classes de bois étudiés.

3. Tous les critères de rupture de l'Eurocode 5 sont repris dans les tables 7.4 et 7.5.

Par contre, la méthode des champs de contraintes discontinus prédisait un décrochage du talon. Ce qui colle plutôt bien à la réalité. Nous remarquons cependant que la théorie et la pratique diffèrent quelque peu. Une des raisons de cette différence de valeur plus conséquente dans le cas de l'échantillon E3 pourrait provenir du fait que la totalité de l'assemblage E3 est issu de la poutre C. Cette poutre a été classée C50, or ses propriétés mécaniques sont supérieures à une classe C50.

Pour ce qui est de la diminution entre l'assemblage avec les efforts concourants et l'échantillon avec les efforts non concourants, elle peut se justifier de la même manière que précédemment. C'est-à-dire que l'assemblage E3 est issu de la poutre C, or,b l'assemblage E4 provient de la poutre B. Bien que les deux poutres ont un même classement, les propriétés mécaniques de la poutre C sont supérieures à celles de la poutre B.

Échantillon	$N_{rupture}$ **réelle [kN]**	**Type de rupture**	$N_{rupture}$ **selon EC5 comp [kN]**	$N_{rupture}$ **selon EC5 Cis [kN]**	$N_{rupture}$ **selon CCD [kN]**
E1	55.17	Décrochage du talon	95.96	122.5	65.5
E2	72.78	Décrochage du talon	95.96	122.5	65.5
E3	90.4	Décrochage du talon	105.6	122.5	70
E4	88.77	Décrochage du talon	105.6	122.5	78

Table 14.3 – Récapitulatif des valeurs de ruptures de chaque échantillon en fonction de son classement (E1,E2 = C40 ; E3,E4 = C50).

Ces essais ont été réalisés sur du bois massif pour un angle de 25°. Tous les échantillons ont été testés avec un appui engendrant des efforts non concourants, à l'exception de l'échantillon E4 qui a été testé avec un appui engendrant des forces extérieures concourantes.

L'objectif de ces essais était de s'assurer que le comportement du bois correspondait à un comportement ductile, pour permettre l'utilisation de la théorie statique du théorème de la plasticité [4]. Bien que les résultats obtenus soient supérieurs aux prédictions de la méthode des champs de contraintes discontinus, le type de rupture

4. Le théorème statique de la plasticité offre une borne inférieure à la résistance d'un système.

observé montre qu'il n'est pas possible de s'écarter du chemin de force optimale. En effet, dans le cas d'un matériau ductile, dès le moment où la limite plastique est atteinte, les efforts peuvent être redistribués au sein de l'élément.

Malgré le fait que les valeurs réelles soient plus élevées que les valeurs théoriques, le comportement de ductilité se serait manifesté par une compression plus importante au niveau de la surface de l'about. De plus ces essais prouvent que les mécanismes permettant l'installation du comportement ductile ne se sont pas activés.

La table 14.4 reprend les pourcentages d'erreurs en fonction des différents cas. Pour le dimensionnement de l'Eurocode 5, nous avons décidé de reprendre uniquement comme valeur de rupture la valeur de cisaillement car c'est ce mode de rupture qui intervient réellement lors des essais. Reprendre la valeur de rupture prédite par l'Eurocode 5 (rupture par compression) fournit une erreur plus petite. Cependant ce mode de rupture a un comportement opposé au comportement réel, il est donc à exclure.

Méthode	$\frac{EC5-Réel}{Réel}$	$\frac{CCD-Réel}{Réel}$	$\frac{\|CCD-EC5\|}{CCD}$
Appui engendrant des efforts non concourants C40	91.48%	2.38%	87%
Appui engendrant des efforts non concourants C50	35.5%	22.56%	75%
Appui engendrant des efforts concourants	37.9%	12.13%	57 %

TABLE 14.4 – Pourcentages d'erreur réels entre les différentes valeurs calculées dans le cas des embrèvements à 25°.

La valeur théorique de l'Eurocode 5 prise correspond à la valeur de rupture par cisaillement du talon (et non pas la valeur théorique de rupture de l'assemblage prédite par cette méthode).

Sur les photos 14.2 et 14.3 nous pouvons voir l'état de l'assemblage post-essai. On remarque que l'arbalétrier est presque intact tandis que l'entrait a rompu par décrochage du talon.

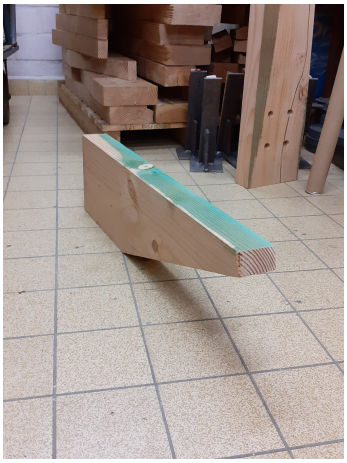


FIGURE 14.2 – Arbalétrier de l'éprouvette E2.



FIGURE 14.3 – Rupture due à un décrochage du talon sur l'éprouvette E2.

Ces essais ont été réalisés suivant le dispositif d'essai et le placement de l'échantillon illustrés à la figure 14.4.



FIGURE 14.4 – Mise en place de l'embrèvement à 25°dans le dispositif d'essai.

14.2 Essais sur angle de 40°

Cet angle-ci est bien repris dans le dimensionnement de l'Eurocode 5 et permet la comparaison des valeurs calculées avec les valeurs obtenues lors des essais et celles

déterminées à l'aide de la méthode des champs de contraintes discontinus. Les valeurs présentées dans la table 14.5 sont les valeurs de rupture pour les essais en laboratoire, le dimensionnement suivant l'Eurocode 5 et le dimensionnement par champs de contraintes discontinus. Le dimensionnement théorique a été fait pour les classes C40 (classe des 4 entraits) et C50 (classe des 4 arbalétriers). Seule la rupture pour une classe de bois C50 est mentionnée dans ce tableau parce que celle-ci présageait une valeur de rupture plus faible. En effet, cette valeur correspond au critère de rupture par excès de compression sur l'about au niveau de l'arbalétrier.

Échantillon	$N_{rupture}$ **réelle [kN]**	**Type de rupture**	$N_{rupture}$ **selon EC5 [kN]**	$N_{rupture}$ **selon CCD [kN]**
K1	75.4	Écrasement des fibres de l'about	97	88
K2	71.6	Écrasement des fibres de l'about	97	88
K3	73.6	Écrasement des fibres de l'about	97	88
K4	83.55	Écrasement des fibres de l'about	97	121

TABLE 14.5 – Récapitulatif des valeurs de ruptures de chaque échantillon.

Ces essais ont été réalisés sur du bois massif pour un angle de 40°. Tous les échantillons ont été testés avec un appui engendrant des efforts non concourants, à l'exception de l'échantillon E4 qui a été testé avec un appui engendrant des forces extérieures concourantes.

L'objectif de cette série d'essais était la validation ou non de l'acceptation du théorème statique de la plasticité dans le cas d'un matériau bois. Malgré un comportement de rupture ductile présent pour tous les essais d'angle de 40°, la valeur de rupture n'atteint pas la valeur de dimensionnement évaluée par la méthode des champs de contraintes discontinus. La rupture a donc lieu avant d'atteindre la rupture de dimensionnement élastique. Ceci implique que les hypothèses liées à la théorie statique du théorème de la plasticité ne sont pas respectées.

Dans cette table, l'effort de rupture calculé via la méthode des champs de contraintes discontinus est différent pour le cas d'un appui avec efforts non concou-

rants (valeur de rupture de 88[kN]) et le cas où l'appui engendre des efforts concourants (valeur de rupture de 121[kN]). Cette différence apparaît également dans les valeurs réelles de rupture. En moyenne, une valeur de rupture de 73[kN] est évaluée dans le cas d'un appui engendrant des efforts non concourants. Dans l'autre cas d'appui, nous déterminons une valeur moyenne de rupture de 83.55[kN]. Ces valeurs de rupture sont bien en-dessous des valeurs prédites par les deux modèles théoriques. Dans le cas d'un appui engendrant des efforts non concourants, la méthode des champs de contraintes discontinus a une valeur moins éloignée de la rupture réelle. Dans l'autre cas d'appui, la méthode de dimensionnement de l'Eurocode 5 est la plus proche. En revanche, pour les deux types d'appuis, les méthodes théoriques surestiment grandement la rupture.

Un pourcentage d'erreur a été calculé entre les deux modèles théoriques et la valeur réelle ainsi qu'entre les deux modèles. Ces pourcentages se retrouvent dans la table 14.6 ci-dessous. Comme constaté ci-dessus, la méthode des champs de contraintes discontinus fournit un pourcentage d'erreur plus faible dans le cas d'un appui engendrant des efforts non concourants. En revanche, la méthode de l'Eurocode 5 dans l'étude de l'autre type d'appui semble plus fiable.

Méthode	$\frac{EC5-Réel}{Réel}$	$\frac{CCD-Réel}{Réel}$	$\frac{\|CCD-EC5\|}{CCD}$
Appui engendrant des efforts non concourant	31.91%	19.67%	10.23%
Appui engendrant des efforts concourant	16.10%	44.82%	19.83%

TABLE 14.6 – Pourcentage d'erreur réel entre les différentes valeurs calculées dans le cas des embrèvements à 40°.

Cette similitude entre les valeurs de rupture des essais avec appui engendrant des efforts concourants se retrouve aussi dans l'allure des courbes force-déplacement de la figure 14.5. Nous observons que les 4 échantillons ont un comportement de rupture qui s'apparente à une rupture plastique.

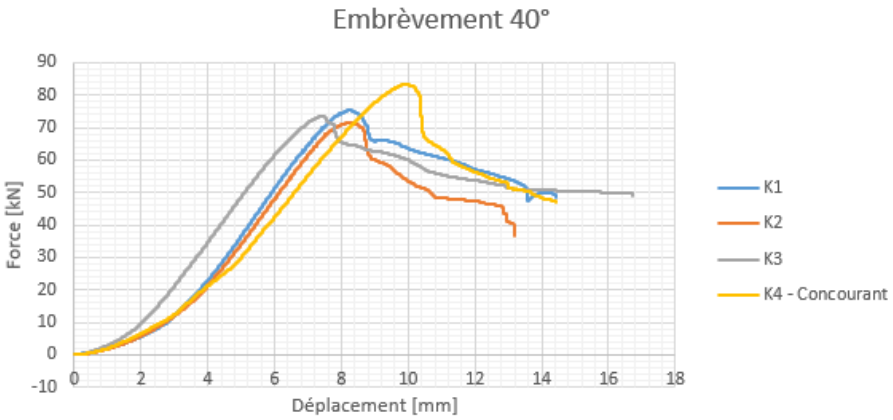


FIGURE 14.5 – Courbe force-déformation des embrèvements à 40°.

Ces ruptures plastiques sont obtenues par excès de compression au niveau de l'about de l'arbalétrier. La figure 14.6 montre une telle rupture. Cette photo a été prise une fois la rupture atteinte et avant de décharger l'embrèvement.



FIGURE 14.6 – Rupture par excès de compression des fibres dans l'arbalétrier au niveau de l'about.

Lors du déchargement de la machine, un léger "retour" élastique peut être observé. Cependant, les arbalétriers conservent une déformation visible. Les deux surfaces d'about subissent une interpénétration des fibres visible sur les figures 14.7 et 14.8.

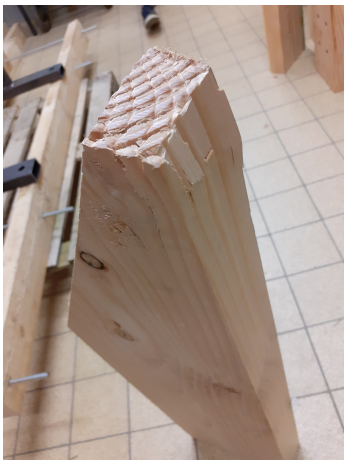


FIGURE 14.7 – Écrasement des fibres de l'entrait sur l'éprouvette K3.



FIGURE 14.8 – Rupture due à un écrasement des fibres de l'about sur l'éprouvette K3.

Chapitre 15

Interprétation des essais de caractérisation du CLT

Dans ce chapitre, nous expliquons les essais qui ont été réalisés dans le LEMSC lors de la réalisation des essais de caractérisation du CLT. Nous analysons les résultats obtenus lors des tests ainsi que la conclusion que nous tirons de cette campagne d'essais.

Lors de ces tests, nous avons voulu caractériser les modules de Young longitudinal et transversal, le comportement de rupture sous compression suivant les deux axes ainsi que le comportement lors d'un cisaillement à 45°. Voici la liste de tous les essais qui ont été réalisés :

- 6 essais du module de Young longitudinal.
- 4 essais du module de Young transversal.
- 3 essais de comportement à la rupture longitudinale.
- 3 essais de comportement à la rupture transversale.
- 3 essais de cisaillement sur des panneaux de 90x90 [cm].
- 6 essais de cisaillement sur des panneaux de 20x62 [cm].

Lors des essais, plusieurs types d'éprouvettes ont été testés. Certaines éprouvettes ont subi un essai non-destructif avant d'être testées jusqu'à rupture pour permettre de retirer un maximum d'informations par rapport aux quantités limitées de CLT dont nous disposions. Ceci fût le cas pour les essais sur les modules de Young qui sont des essais non-destructifs.

Pour des raisons de simplicité, nous regroupons les explications sur les différents essais par rapport aux panneaux utilisés pour ces essais. Voici les 3 types d'éprouvettes et le nombre qui a été testé :

- 6 panneaux de 45x45 [cm].
- 6 panneaux de 20x62 [cm].
- 3 panneaux de 90x90 [cm] biseauté sur les coins.

Pour des raisons de simplicité nous distinguons chaque essai. Nous rappelons pour chaque essai ce que la théorie préconisait, suivi des résultats bruts d'essais, pour finir avec une confrontation entre la théorie et la pratique.

15.1 Module de Young

Lors des essais pour la première éprouvette, *E2*, le module de Young transversal n'a pas pu être testé. Ceci vient du fait que nous ne connaissions pas la valeur réelle de rupture pour la force $F_{max,T}$. Nous nous sommes donc servis uniquement de cet échantillon pour déterminer la force $F_{max,L}$ sur un test en compression longitudinale (où nous avons également ressorti un module de Young longitudinal). Nous avons ainsi été restreints à un test sur cet échantillon étant donné qu'il existe plusieurs formulations théoriques différentes pour calculer la rupture [1]. C'est pourquoi nous avons préféré ne pas risquer d'endommager l'échantillon en effectuant un essai pour le module de Young transversal.

L'échantillon *E3* a été rejeté pour le module de Young transversal, car celui-ci comportait un trait de coupe perpendiculaire au chargement (voir figure 15.1).



FIGURE 15.1 – Échantillon rejeté du à un trait de coupe.

1. Toutes ces formulations fournissent une estimation de la rupture différente.

15.1.1 Module longitudinal

Le tableau 15.1 répertorie les valeurs théoriques et le tableau 15.2 répertorie les valeurs obtenues lors des essais pour le module de Young longitudinal. La dernière colonne du deuxième tableau est le coefficient de corrélation issue de la régression linéaire effectuée sur l'intervalle de $0,1 * F_{max}$ et $0,4 * F_{max}$. Pour que cette régression linéaire reflète bien le comportement du matériau, ce coefficient doit être supérieur à 0,99. La dernière ligne du tableau est la valeur moyenne des 6 tests.

Prédiction théorique	
Écart	E_L **[GPa]**
$e^l \neq 0$	8,25
$e^l = 0$	8,3425

TABLE 15.1 – Valeurs théoriques estimées du module longitudinal.

e_l représente l'espacement entre les planches au sein d'un même pli

Résultats expérimentaux		
Essai	E_L **[GPa]**	R^2
E1	5,9974	0,9999
E2	6,3829	1
E3	5,7497	0,9999
E4	5,6556	1
E5	5,9321	1
E6	5,4716	0,9999
μ	5,8649	

TABLE 15.2 – Valeurs des essais pour le module longitudinal.

Comme cela peut être observé, il y a une grande différence entre les valeurs théoriques et celles obtenues pour les essais au laboratoire du LEMSC. Nous obtenons une différence de $2,443[GPa]$, soit une sous-estimation de 30[%] par rapport à la valeur théorique attendue. La figure 15.2 représente un Box-Plot des valeurs obtenues lors des essais. Nous remarquons que, hormis l'essai *E2* qui s'écarte de la moyenne, tous les autres essais ont des valeurs relativement proches.

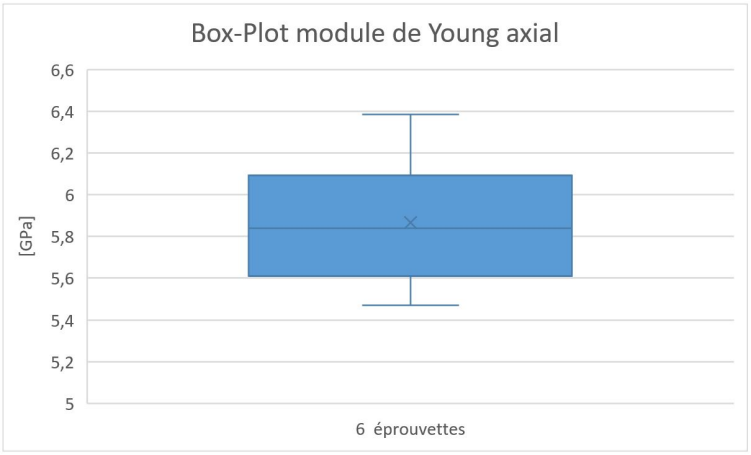


FIGURE 15.2 – Box-Plot des essais du module de Young longitudinal E_L.

Une des pistes envisageables pour expliquer cet écart serait que l'essence de bois utilisée lors de la fabrication du CLT n'est pas celle annoncée. Ceci justifierait un module de Young inférieur.

Dans ce cas-là, pour obtenir une valeur qui se rapproche du module de Young obtenu via essai et qui vaut $5,865[GPa]$, il faudrait envisager une classe de bois quatre à cinq fois plus petite. Si nous considèrons une classe C14, nous devrions obtenir un module de Young de $5,250[GPa]$. Ce qui est légèrement en-dessous du module obtenu lors des tests. En considérant une classe C16, nous obtenons un module de $6,000[GPa]$. Si cette piste s'avère correcte, nous attendons une classe de bois entre le C14 et le C16. Par ailleurs, il est important de rappeler que le bois de structure ne descend pas en-dessous de la classe C18. Néanmoins, étant donné qu'on cherche à déterminer les propriétés mécaniques du CLT, nous nous basons sur les résultats obtenus pour classer le bois.
Au vu du pourcentage d'erreur et de l'estimation de la classe du bois, on peut se remettre en question quant à la méthode théorique utilisée. Or, plusieurs documents de références détermine le module de Young longitudinal du CLT à l'aide de cette méthode. Une étude approfondie sur la méthode théorique est nécessaire.

15.1.2 Module transversal

Comme dans la section précédente, le premier tableau (tableau 15.3) répertorie les valeurs théoriques, alors que le tableau 15.4 répertorie les données obtenues lors des essais pour le module de Young longitudinal. La troisième colonne est la même que pour le tableau 15.2.

Prédiction théorique	
Écart	E_L **[GPa]**
$e^l \neq 0$	2,75
$e^l = 0$	3,0275

TABLE 15.3 – Valeurs théoriques estimées du module transversal.

e_l représente l'espacement entre les planches au sein d'un même pli

Résultats expérimentaux			
Essai	E_L **[GPa]**	R^2	**Remarques**
E1	2,5886	0,9999	
E2			Non testé
E3	1,1396	0,9979	Essai rejeté
E4	2,5373	0,9999	
E5	2,7196	0,9996	
E6	2,551	1	
μ	2,551		

TABLE 15.4 – Valeur des essais pour le module transversal.

Comme prévu, la différence entre les valeurs théoriques et celles obtenues lors des essais au LEMSC sont beaucoup moins significatives. Nous obtenons une différence de $0,345[GPa]$, soit une sous-estimation de $12[\%]$ par rapport à la valeur théorique attendue. Sur la figure 15.3 est représenté un Box-Plot des valeurs obtenues lors des tests.

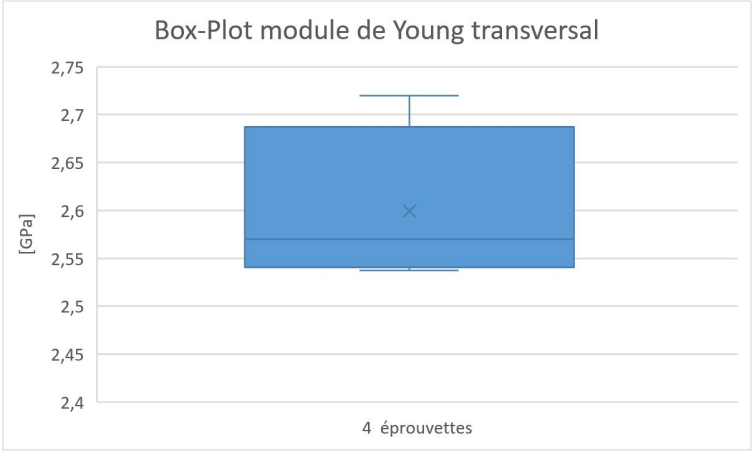


FIGURE 15.3 – Box-Plot des essais du module de Young transversal E_T.

L'essai rejeté est dû à un trait de découpe visible sur la figure 15.1

La piste envisagée via la méthode théorique pour le module de Young longitudinal pourrait se confirmer au vu de ces résultats. Cependant, l'écart est plus faible qu'en longitudinal. Ceci impliquerait que la classe de bois utilisée lors de la constitution du pli longitudinal n'est pas la même que celle utilisée pour le pli transversal. Cette piste reste à confirmer avec les essais du comportement à la rupture discutés par la suite.

Pour obtenir une valeur qui se rapproche du module de Young obtenu selon la moyenne des tests, qui vaut $2,551[GPa]$, il faudrait envisager une classe de bois deux à trois fois plus petite. Si nous considérons une classe C18, nous devrions obtenir un module de Young de $2,475[GPa]$. Ce qui est un peu en dessous du module obtenu lors des essais. En considérant une classe C20, nous obtenons un module de $2,615[GPa]$. Si cette piste s'avère correcte, nous attendons une classe de bois entre le C18 et le C20. En revanche, ces prédictions théoriques peuvent être faussées dû à un effet d'échelle. En effet, la surface du pli central étant inférieure à celles des plis extérieurs, le nombre d'imperfection est susceptible d'être également inférieure.

15.2 Comportement à la rupture en compression

Les essais de compression ont été réalisés sur 6 éprouvettes de section carrée 45x45[cm]. Nous avons donc séparé ces éprouvettes en deux séries de trois éprouvettes chacune. La première série d'éprouvettes a été utilisée pour déterminer la résistance à la rupture en compression longitudinale. L'autre série d'éprouvettes pour la résistance

à la rupture en compression transversale.

Tout d'abord avant d'interpréter les résultats obtenus, nous allons effectuer un bref rappel des résultats que nous attendions en fonction des valeurs caractéristiques et moyennes d'un bois résineux classé. Rappelons également que ces calculs théoriques ont été effectués en considérant un bois résineux de classe **C24** établi par un classement visuel de l'entreprise Stabilame. Rappelons à l'aide de quelles formules nous établissons nos calculs :

$$f_{c,0}^{St} = f_{c,0,m} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}} + f_{c,90,m} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}} \tag{15.1}$$

$$f_{c,90}^{St} = f_{c,0,m} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}} + f_{c,90,m} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}} \tag{15.2}$$

15.2.1 Compression longitudinale

Pour permettre une interprétation aisée des résultats, le tableau 15.6 reprend les estimations théoriques des cas envisagés.

Résistance	**Cas**	Caractéristique [MPa] (EN338)	Moyenne [MPa] (EN338)
$f_{c,0}^{St}$	1	15.75	
	2	22.35	22.35
	2	22.35	22.35
$f_{c,0}^{St}$	1	15.93	22.60
	2	22.35	22.35
	3	16.375	24.34

Table 15.5 – Résistance théorique en compression longitudinale du CLT.

Cas 1 : seul le(s) pli(s) parallèle(s) à l'effort offre une résistance, cas 2 : prise en compte du (des) pli(s) perpendiculaire(s) cependant l'effort repris par celui-(ceux-)ci dépend de la déformation subit du (des) pli(s) extérieure, cas 3 : l'entièreté du panneau est sollicité au maximum de sa résistance à la compression.

De là, il nous est possible de déterminer les forces correspondantes à chaque cas théorique :

Théorie compression longitudinale		
Résistance	**Cas**	**F** [kN]
Caractéristique (EN 338)	1	567
	2	573.48
	3	589.5
Moyenne (EN 338)	1	804.6
	2	813.6
	3	876.24

TABLE 15.6 – Résistance théorique en compression longitudinale du CLT.

Dans le tableau 15.7 ci-dessous, sont répertoriées les valeurs de rupture en compression longitudinale. On peut constater que les différents échantillons de CLT ont une force de rupture semblable. Une force de rupture avoisinant les 800[kN] de moyenne dans le cas de ces essais.

Essai	
Échantillon	**F** [kN]
E1	765
E2	809.8
E3	783.72
μ	786.17

TABLE 15.7 – Résistances réelles en compression du CLT.

Sur le graphique 15.4 nous observons que le comportement de ces échantillons a une allure similaire. En effet, nous remarquons que ceux-ci disposent d'un grand palier plastique en compression longitudinale.

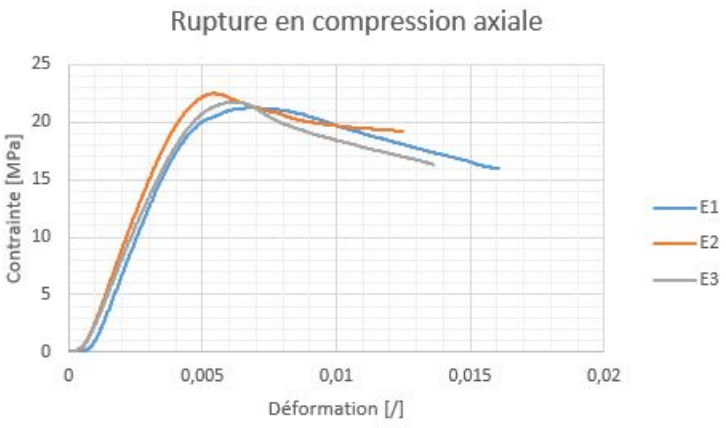


FIGURE 15.4 – Courbe contrainte-déformation des échantillons testés en compression axiale.

15.2.2 Compression transversale

Dans le tableau 15.9 nous avons établi un récapitulatif des résistances théoriques dans le cas de la compression transversale.

Résistance	**Cas**	Caractéristique [MPa] (EN338)	Moyenne [MPa] (EN338)
$f_{c,90}^{St}$	1	5.25	7.8
	2	5.779	8.20
	3	7.125	10.59

TABLE 15.8 – Résistance théorique en compression transversale du CLT.

Cas 1 : seul le(s) pli(s) parallèle(s) à l'effort offre une résistance, cas 2 : prise en compte du (des) pli(s) perpendiculaire(s) cependant l'effort repris par celui-(ceux-)ci dépend de la déformation subit du (des) pli(s) extérieure, cas 3 : l'entièreté du panneau est sollicité au maximum de sa résistance à la compression.

De là, il nous est possible de déterminer les forces correspondantes à chaque cas théorique :

Théorie compression transversale		
Résistance	**Cas**	**F** [kN]
Caractéristique (EN338)	1	189
	2	2508.044
	3	256.5
Moyenne (EN338)	1	280.8
	2	295.2
	3	381.24

Table 15.9 – Résistances théoriques en compression transversale du CLT.

Dans le tableau 15.10, sont reprises les valeurs de rupture en compression transversale des trois éprouvettes d'essai (Ordre de grandeur similaire).

Essai	
Échantillon	**F** [kN]
E4	345.37
E5	340.12
E6	355.22
μ	346.9

Table 15.10 – Résistances réelles en compression transversale du CLT.

Cette similarité peut se retrouver sur les courbes contrainte-déformation visibles sur le graphique 15.5. De même, comme précédemment de tels échantillons en compression transversale disposent d'un grand palier plastique. En comparant les graphiques 15.4 et 15.5, nous constatons que la diminution de contrainte est moins significative dans le cas d'un essai de compression transversale que celle lors d'un essai longitudinal et ce pour une déformation équivalente.

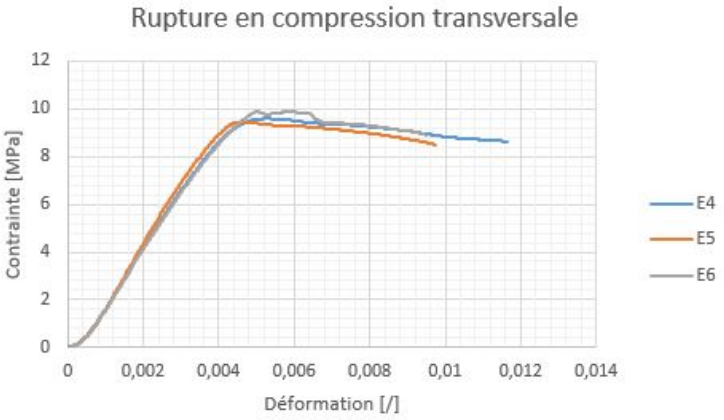


FIGURE 15.5 – Courbe contrainte-déformation des échantillons testés en compression transversale.

15.2.3 Conclusion de la détermination d'un classement du CLT en fonction des plis

Dans les tables 15.11 et 15.12 nous comparons les résultats théoriques de changement de classe à une valeur fixe de 22.22 [MPa] (qui correspond à une force de 800[kN]) pour la compression longitudinale et de 9.72[MPa] (qui correspond à une force de 350[kN]) pour la compression transversale. Nous sommes repartis de ces données car elles sont proches des moyennes obtenues en laboratoire.

Classe utilisée pour les plis longitudinaux	**Classe utilisée pour les plis transversaux**	$f_{c,0,m} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}}$ $[MPa]$	$f_{c,90,m} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}}$ $[MPa]$	**Total**$[MPa]$
C24	C24	23.41	0.92875	24.3387
C22	C22	22.3875	0.895	23.2825
C20	C20	21.147	0.8533	22
C20	**C24**	21.147	0.92875	22.07575

TABLE 15.11 – Détermination du classement des couches suite à une compression longitudinale.

Au vu des différents résultats, et en s'appuyant sur les résultats de la section 15.1, nous remarquons que le fait de venir imposer une classe C24 pour les plis longitudinaux surestime la classe de l'essence du bois utilisé. Cependant, les résultats concernant les plis transversaux n'indiquent pas de changement de classe, bien que

ce changement soit négligeable et peut-être pris pour une classe inférieure.

Classe utilisée pour les plis longitudinaux	**Classe utilisée pour les plis transversaux**	$f_{c,0,m} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}}$ $[MPa]$	$f_{c,90,m} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}}$ $[MPa]$	**Total** $[MPa]$
C24	C24	2.786	7.804	10.59
C22	C22	2.685	7.4625	10.147
C20	C20	2.56	7.049	9.609
C20	**C22**	2.685	7.049	9.737

TABLE 15.12 – Détermination du classement des couches suite à une compression transversale.

Comme précédemment, en se référant à la section 15.1, nous retombons sur la même conclusion. C'est à dire que la classe C24 est trop élevée pour correspondre aux essais réalisés. Nous nous situons plus proche d'une classe C20 pour les plis longitudinaux et d'une classe C22 pour le pli central.

Deuxièmement, nous allons évaluer l'interaction des plis transversaux à l'effort appliqué en analysant les pourcentages de reprise de chaque pli et voir si celui-ci est significatif ou non. Pour cela, repartons des formules théoriques de l'interaction de chaque pli 15.3 et 15.4 que nous appliquons à chaque classe pour permettre une plage de valeurs approximatives :

Contribution du pli central dans l'application axiale de l'effort :

$$\frac{f_{c,90,m} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}}}{f_{c,0,m} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}}} \tag{15.3}$$

Qui nous donne en allant de la C14 à la classe C50 : [4.17% - 3.3%].

Nous pouvons constater que l'apport du pli central est négligeable (3.5%) en comparaison de la reprise d'effort des plis longitudinaux.

Contribution des plis extérieurs dans l'application transversale de l'effort :

$$\frac{f_{c,90,m} * \frac{\sum t_{l,i}}{t_{CLT}}}{f_{c,0,m} * \frac{\sum t_{t,i}}{t_{CLT}}} \tag{15.4}$$

Qui nous donne en allant de la C14 à la classe C50 : [37.6% - 30%].

En comparaison à l'effort axial, dans ce cas-ci nous constatons une contribution non négligeable des plis extérieurs dans la reprise de l'effort qui est de l'ordre de 30% de l'effort total.

Enfin, il nous a semblé intéressant d'effectuer un rapport entre les interactions de toutes les couches dans l'application des efforts longitudinaux et transversaux pour évaluer le rapport entre les deux (au niveau des classes C14 et C50) : $[\frac{37.6}{4.17} ; \frac{30}{3.3}] = [9 ; 9]$.

Il peut être conclu que dans le cas d'une application d'effort transversal sur le CLT, les plis perpendiculaires à l'effort peuvent être 9 fois plus sollicités dans cette reprise d'effort que dans le cas de l'application d'un effort longitudinal, et cela pour toute classe de bois.

15.3 Cisaillement dans le plan

Dans les deux prochaines sous-sections nous expliquons les résultats obtenus lors des essais de cisaillement. Dans un premier temps, nous interprétons les résultats obtenus sur les échantillons de 90x90 [cm]. Ensuite nous justifierons l'utilisation des échantillons de dimension 20x62 [cm] ainsi que les conclusions qui s'y rapportent.

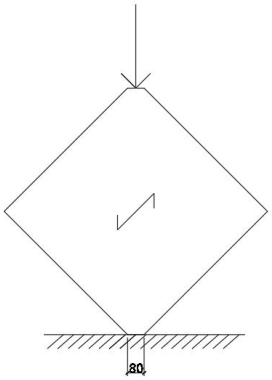


FIGURE 15.6 – Schéma de l'essai 90x90 [cm].

15.3.1 Cisaillement sur les panneaux de 90x90[cm]

Les valeurs de ruptures théoriques sont données dans le tableau 15.13 [2]. Les valeurs obtenues lors des tests sont repris dans le tableau 15.14.

Échantillon	**90x90[cm]**
Rupture par compression [kN]	81.9
Rupture par cisaillement brut [kN]	250.4
Rupture par cisaillement net [kN]	47.5
Rupture par torsion [kN]	252.1

TABLE 15.13 – Valeur de rupture théorique pour la compression oblique (45°) sur un panneau 90x90[cm].

Échantillon	**F [kN]**
C1	80.43
C2	60.88
C5	78

TABLE 15.14 – Valeur des tests de compression oblique (45°) sur un panneau 90x90[cm].

La rupture de ces trois panneaux s'est produite par écrasement des fibres aux appuis, comme prédit dans les calculs théoriques. Cet essai permet de justifier l'utilisation du modèle d'Hankinson [3] lors du calcul des résistances hors axes principaux au sein d'un panneau de CLT. La surestimation des calculs comparée aux valeurs issues des essais peut s'expliquer d'une part dans le cadre des calculs car nous considérons que la totalité des plis participent à la reprise de l'effort et d'autre part, par le fait que les bois utilisés dans la constitution du CLT ne sont pas de classe C24. Lors de l'analyse de la table 15.13, la rupture prédite est une rupture en section nette. Cependant cette valeur est la valeur caractéristique de rupture par cisaillement net. Ceci explique pourquoi aucun des trois essais n'a eu de rupture en section nette.

Malheureusement, nous ne pouvons rien tirer de plus de ces résultats d'essais en laboratoire. Ceci est notamment dû au système de mise en charge de l'échantillon. La surface d'appui, ne faisant que 80x80[mm], est trop petite par rapport à la taille du panneau (90x90[cm]). La rupture prématurée était inévitable. Deux options étaient

2. Rappel : les valeurs de cisaillement brut, net et de torsion sont des valeurs caractéristiques, car aucune information n'est fournie sur les valeurs moyennes ou une quelconque conversion des valeurs caractéristiques aux valeurs moyennes.

3. Modèle initialement étudié pour le bois massif, permettant de connaître la résistance en fonction d'un angle α par rapport aux fibres du bois.

envisageables.
Premièrement, modifier la manière dont le panneau est mis en charge comme nous pouvons le voir sur la figure 15.7 à droite, ci-dessous. Cependant, nous étions dans l'incapacité de réaliser ce genre d'essais au laboratoire du LEMSC. Étant donné que nous ne disposions pas de ce type de dispositif pour venir maintenir le panneau et le cisailler.
Deuxièmement, changer les dimensions de l'éprouvette, ce qui a été retenu et a donné lieu aux essais sur des panneaux de 20x60[cm].

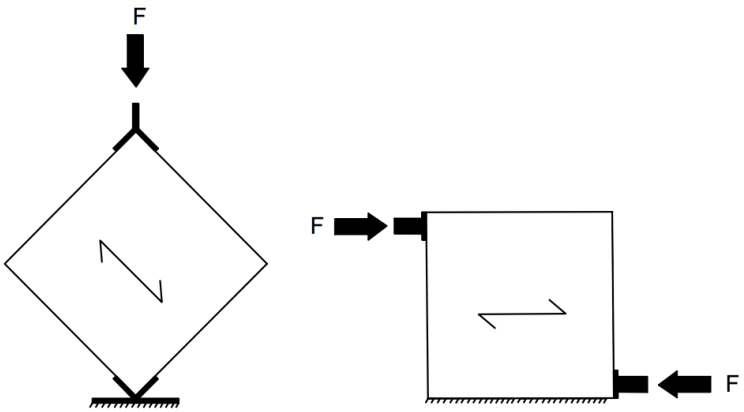


FIGURE 15.7 – Disposition de l'éprouvette 90x90[cm] en cisaillement à 45° ("non suivie").

Sur les courbes force-déplacement, qu'il est possible de retrouver à la figure 15.8, nous constatons que ce mode de rupture possède un palier plastique.

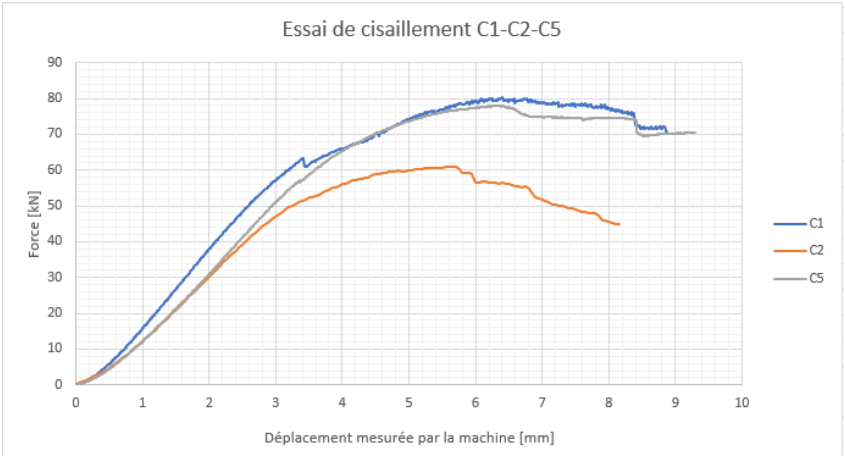


FIGURE 15.8 – Courbe Force-déformation des échantillons testés en compression oblique.

15.3.2 Cisaillement sur les panneaux de 20x60 [cm]

Les valeurs de ruptures théoriques pour les échantillons se retrouvent dans le tableau 15.15 suivi du tableau 15.16 comportant les valeurs d'essais.

Échantillon	**20x60[cm]**
Rupture par compression [kN]	126
Rupture par cisaillement brut [kN]	79.2
Rupture par cisaillement net [kN]	15
Rupture par torsion [kN]	56

TABLE 15.15 – Valeurs de ruptures théoriques des essais de 20x60[cm].

Échantillon	**Joint de planche des plis extérieurs***	**Type de rupture**	**F [kN]**
P1	non	Rupture en section brute	63.15
P2	non	Rupture en section brute	66.2
P3	oui	Rupture en section nette	45.68
P4	oui	Rupture en section nette	38.4
P5	oui	Rupture en section nette	39.1
P6	non	Rupture en section brute	64.55

TABLE 15.16 – Valeur des essais de cisaillement sur les éprouvettes : 20x60[cm].

*Joint de planche des plis extérieurs situé au même niveau de part et d'autre de l'épaisseur du CLT

Deux comportements de rupture se distinguent dans le tableau 15.16 et sur le graphique 15.9. Ces deux comportements s'intitulent, dans la littérature : rupture en cisaillement nette et rupture en cisaillement brut. Il est possible, de par l'agencement des planches au sein du CLT, de concevoir un panneau en CLT ayant pour rupture soit une rupture en section nette, soit une rupture en section brute au gré de l'utilisation voulue. L'apparition de la rupture en section nette ne peut se produire que quand les joints entre les planches des plis longitudinaux se situent au même niveau dans l'épaisseur du panneau [4].

4. Les planches constituant les deux plis longitudinaux doivent se situer l'une en face de l'autre par rapport au pli transversal (pour un CLT constitué de trois plis).

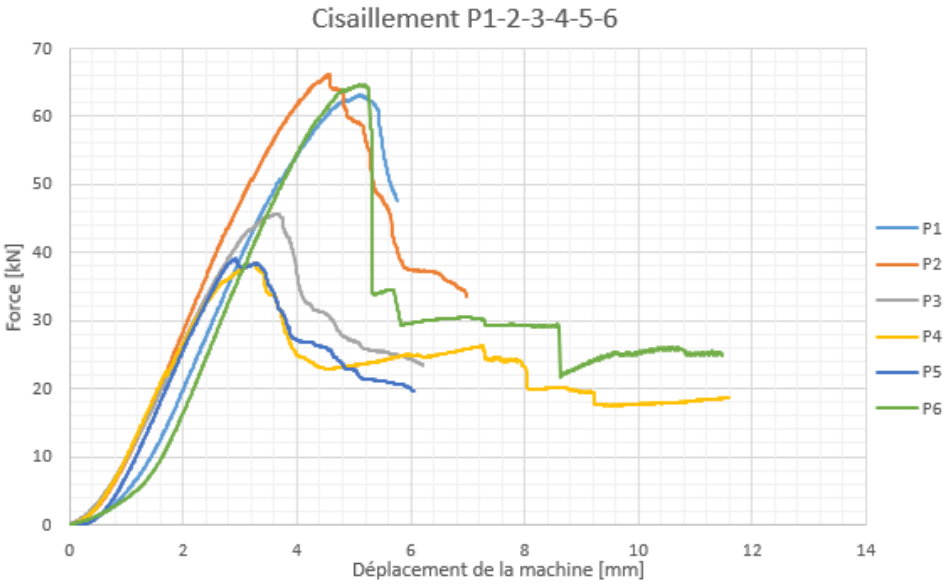


FIGURE 15.9 – Courbe Force-déformation des échantillons 20x60 [cm] testés en compression oblique.

Lors du test sur l'échantillon P6, nous avons constaté une brusque chute dans l'effort appliqué. Ceci pourrait s'expliquer par le fait qu'une des planches se situant dans le pli central a cédée au sein même de la planche (voir figure 15.10). Pour les échantillons P1 et P2, cette décroissance s'est faite plus progressivement car la rupture se faisait dans la rainure de colle et non au sein d'une planche. Lors d'une rupture en section brute, la force résiduelle, après avoir atteint la force maximale, tend vers une force de même ordre de grandeur que celle des ruptures en section nette.



FIGURE 15.10 – Rupture au sein d'une des planches du pli central de l'éprouvette P6.

Cette force résiduelle reste atteinte même lors d'un second chargement comme il est possible de le constater sur la fige 15.12.

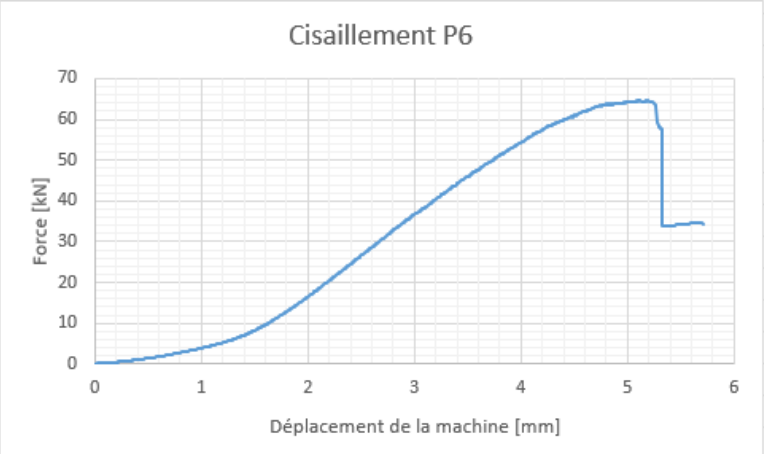


FIGURE 15.11 – Courbe Force-déformation de l'échantillon P6 20x60 [cm] testé en compression oblique.

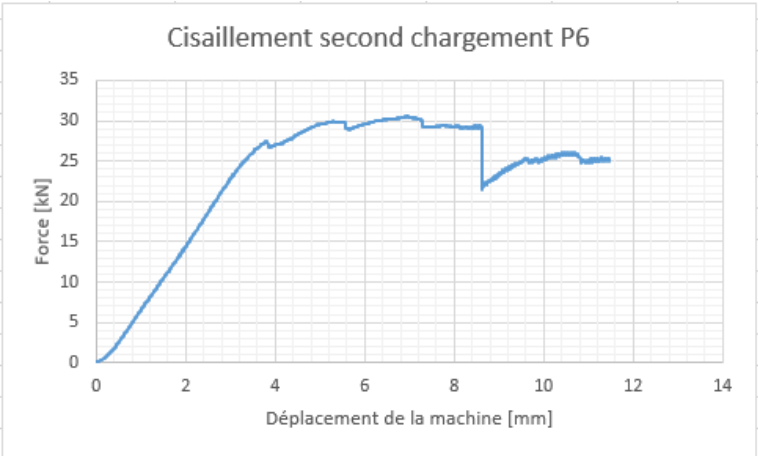


FIGURE 15.12 – Courbe Force-déformation de l'échantillon P6 20x60 [cm] lors du second chargement.

Sur les deux photos de la figure 15.13, il est possible de visualiser l'échantillon P4 après rupture. Le mode de rupture de cette éprouvette est un cisaillement net. Cette éprouvette permet de facilement visualiser ce type de rupture car au niveau de la rupture, les planches des plis extérieurs se sont décrochées. Ceci permet de remarquer facilement que le joint entre les planches des plis longitudinaux se situe au même niveau de part et d'autre du pli central.

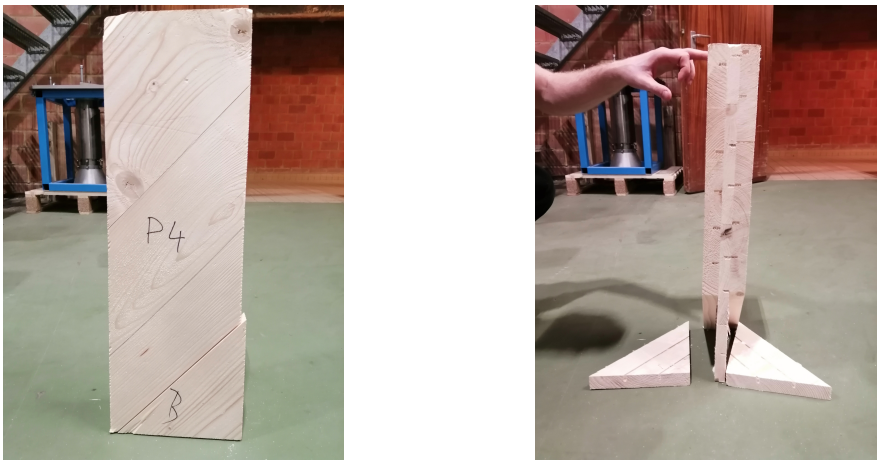


FIGURE 15.13 – Rupture de l'échantillon P4 : 20x60 [cm].

Les photos ci-dessous illustrent l'échantillon P1 après rupture. Sur cet échantillon, les fissures issues de la rupture ont été tracées en rouge sur l'échantillon. On visualise clairement, en comparaison avec l'échantillon P4, que ces fissures se situent au sein d'une planche. Les planches se distinguent soit par leurs couleurs différentes les unes des autres, soit par le trait plus foncé, trait représentant le joint entre deux planches.



FIGURE 15.14 – Rupture de l'échantillon P1 : 20x60 [cm].

15.4 Récapitulatif du classement du CLT

En repartant des tests de caractérisation effectués sur le CLT, il est possible d'établir un classement des plis qui constituent le CLT. Pour ce faire, nous nous basons sur les propriétés mécaniques suivantes : le module de Young et la résistance

en compression [5]. Nous ne prenons pas en compte le cisaillement dans cette partie car il ne nous est pas possible de ressortir la classe de bois à partir d'une valeur de rupture. Pour cette raison, nous n'évoquerons pas le cisaillement dans cette section du chapitre.

Tout d'abord, en analysant le tableau 15.17, une constatation ressort immédiatement : le classement du bois de chaque pli est inférieur au classement visuel préétabli par Stabilame [6] et ce pour deux raisons :

Premièrement, les deux modules de Young (longitudinal et transversal) sont inférieurs d'au minimum deux, voire trois classes.

Deuxièmement, dans l'étude de la rupture en compression, il est clair qu'au vu des résultats obtenus en section 15.2.3, l'interaction ou non du pli central a ou non son influence quant au sens d'application de la charge.

En effet, une classification du bois en C24 pour tous les plis préconise une résistance à la rupture de 24.34 [MPa] (longitudinalement) et de 10.59 [MPa] (transversalement). Or la moyenne des tests effectués nous situe aux alentours d'une résistance respectivement de 22[MPa] et 9.6[MPa]. Cela correspond à une classe C20 pour les plis extérieurs. Nous pouvons ainsi estimer que le bois qui constitue les plis extérieurs a un classement estimé de C20.

En ce qui concerne le(s) pli(s) perpendiculaire(s) à l'effort appliqué, comme évoqué plus tôt, sa contribution est faible (de l'ordre de 5%) dans le cas d'un chargement parallèle au sens des fibres des plis extérieurs (cas 1). Tandis que dans le cas d'un chargement parallèle au sens des fibres du pli central, sa contribution est significative (quasiment 33% de la charge) (cas2). Le classement du pli central est donc estimé à une classe variant de la classe C22 à C24. En analysant les résistances en compression moyenne de l'annexe D, ainsi que ses différents contributions, nous avons décidé de classer le pli central comme étant une classe C22. Ceci conforte le fait que l'attribution initiale de la classe C24 surestime le comportement à la rupture du stratifié.

Enfin, ce classement préétabli se justifie par le fait que notre analyse cherche à quantifier la rupture des embrèvements, ceci nous pousse à privilégier le second critère, qui est la compression, lors du classement du bois. L'analyse ne portant pas sur les déformations que subit l'assemblage, nous attribuons moins d'importance à cette caractéristique mécanique.

5. Ces deux propriétés mécaniques sont valables dans les directions des plis : longitudinal et transversal.

6. Stabilame est un fabricant et constructeur en bois sur mesure. De plus, le bois a été gracieusement fourni par cette entreprise.

Propriétés mécaniques	**Classement Plis longitudinaux**	**Classement Pli transversal**
E_T	C18/20	C18/20
E_L	C14/16	C14/16
$f_{c,90}^{St}$	C20	C24
$f_{c,0}^{St}$	C20	C22
Total	C20	C22

TABLE 15.17 – Récapitulatif du classement des plis du CLT.

Chapitre 16

Interprétation des essais sur les embrèvements en CLT

Ce chapitre a pour but de reprendre les résultats des essais (au nombre de 16) effectués sur la totalité des embrèvements en CLT. Comme explicité dans la partie théorique, ces 16 échantillons sont divisés en deux catégories (en fonction de l'angle imposé à l'arbalétrier), elles-mêmes scindées en deux sections (efforts au sein de l'assemblage concourants ou non).

Les 16 éprouvettes ont une section identique aux éprouvettes testées en bois massif : 8/23 (7.5/22.5 [cm]). De plus, les dimensions géométriques de ces assemblages sont également semblables aux dimensions géométriques des assemblages en bois massif (les plans de découpes sont disponibles dans l'annexe B).

Une synthèse des données est reprise dans chaque section, comprenant les graphiques respectifs des tests réalisés, les comparaisons théoriques et pratiques, ainsi que les photos correspondant à chaque type de rupture (bien distinctes les unes des autres).

Tout d'abord, avant d'interpréter les embrèvements d'une catégorie, une constatation générale a pu être établie sur les essais réalisés. Une délamination dans l'arbalétrier est constamment présente qu'elle soit minime ou conséquente. L'importance de cette délamination est dépendante de l'inclinaison de l'angle de l'arbalétrier.

16.1 Essai de l'assemblage incliné à 25°

La sollicitation de l'embrèvement en CLT dans cette configuration entraîne une rupture identique dans toutes les éprouvettes d'essais : une rupture par décrochage du talon. Le décrochage du talon peut avoir lieu uniquement sur un des plis extérieurs,

ou sur les deux plis extérieurs[1]. Le pli central lui ne se décroche jamais. Cette constatation peut s'expliquer par les valeurs de résistances au cisaillement du pli central. Comme la table 16.1 nous le montre, la résistance au cisaillement transversal du bois (sens de sollicitation du pli central) est approximativement deux fois plus grande que le cisaillement longitudinal du bois.

Classe de bois	C18	C24	C30
Cisaillement longitudinal au fil du bois	0.8	1.1	1.3
Cisaillement transversal au fil du bois	2	2.3	2.5

TABLE 16.1 – Valeurs de cisaillement longitudinal et transversal pour les différentes classes de bois massif.[[Sol19]]

Les ruptures se font sur trois zones comme représentées sur les figures 16.1, 16.2, 16.3 :

- Au sein même d'une planche de la couche.
- Au niveau de la rainure de colle.
- Au niveau du joint de planche (espacement entre chaque planche dans la couche).

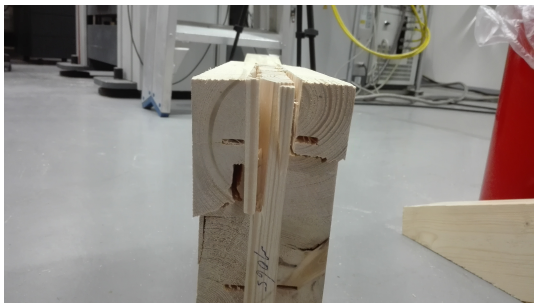


FIGURE 16.1 – Rupture au sein d'une planche.

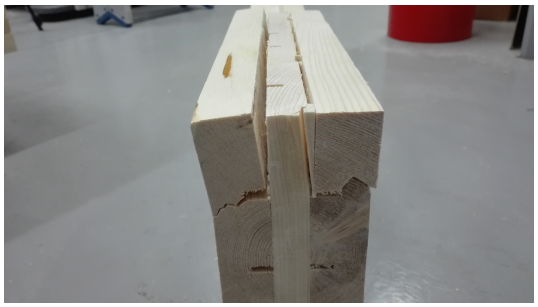


FIGURE 16.2 – Rupture au niveau de la rainure de colle.

1. Les décrochages ont lieu à des moments différents (ou simultanément) en fonction de la présence d'imperfections et de la reprise de l'effort.



FIGURE 16.3 – Rupture au niveau du joint de planche.

16.1.1 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs non-concourants

Dans la table 16.2 ci-dessous nous pouvons constater deux comportements de rupture différents. Un premier groupe formé des échantillons G1, G3 & G6 a un effort de rupture proche de 66[kN]. Et le second groupe, formé quant à lui des échantillons G2, G4 & G5, a une force de rupture inférieure proche de 59 [kN]. Une autre constatation est que toutes ces ruptures sont inférieures à la force de rupture prédite par la méthode des champs de contraintes discontinus étudiée précédemment dans ce travail [2] réalisé plus tôt. Cette méthode prévoyait une rupture par décrochement complète du talon. Ce mode de rupture n'est qu'en partie rencontré, seul les plis extérieurs se sont décrochés.

Échantillon	$N_{rupture}$ **réelle [kN]**	$N_{rupture}$ **selon CCD [kN]**
G1	67.84	69
G2	58.83	69
G3	65.57	69
G4	58.77	69
G5	60.06	69
G6	67.52	69

TABLE 16.2 – Valeurs de rupture des embrèvements en CLT à 25°.

Le graphique de la figure 16.4 fournit plus d'informations concernant le comportement lors de la rupture. Nous pouvons apercevoir que deux types distincts de comportement sont apparus : un comportement fragile et un comportement ductile.

2. Cette différence entre la théorie et les essais peut s'expliquer par l'hypothèse de modélisation. Dans la méthode des champs de contraintes discontinus, le CLT est modélisé par un matériau homogène dans son épaisseur ayant les mêmes résistances en compression que le CLT.

En effet, les échantillons G1, G2 & G4 ont un comportement fragile. L'échantillon G3 a également un comportement fragile, si ce n'est que lui comporte deux pics. L'échantillon G5 se comporte de même manière que l'échantillon G3, mais celui-ci ne comporte qu'une seule discontinuité.
En revanche, l'échantillon G6 possède une petite discontinuité suivie d'un palier pouvant être assimilé à un comportement plastique.

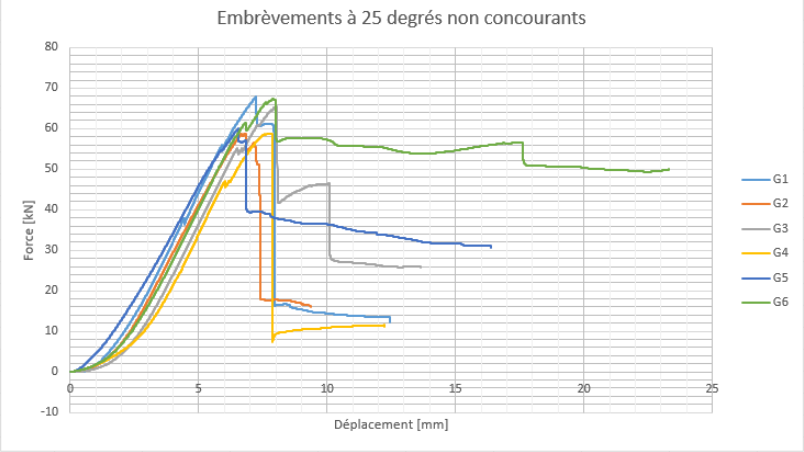


FIGURE 16.4 – Courbe Force-déplacement des embrèvements à 25° (efforts non concourants).

Ces différences dans le comportement lors de la rupture peuvent s'expliquer par le mode de rupture de chaque échantillon. La table 16.6 reprend les constations faites sur les éprouvettes une fois celles-ci testées jusqu'à rupture.

Les pics présents sur les courbes précédentes représentent chaque décrochage d'un talon sur un des plis extérieurs. Pour les échantillons G1, G2 & G4 le décrochage des deux talons se fait (quasiment) instantanément. Ce qui justifie une chute aussi brutale de la force. En ce qui concerne l'échantillon G5 qui se décroche que sur un des plis extérieurs, la chute de force est moins brutale. En lien avec l'échantillon G5, l'échantillon G3 suit une même tendance en début d'essai, à la différence que celui-ci subit un deuxième décrochage. Ces deux décrochages non simultanés s'expriment par deux discontinuités dans la courbe force-déplacement. Ce même comportement (en double décrochage non simultané) peut être observé sur l'échantillon G6. Par contre, étant donné que ces deux décrochages ne surviennent pas sur la totalité du talon, la chute de force en est donc plus faible.

Échantillon	Constatations	
	Arbalétrier	**Entrait**
G1	• Pli central qui est le plus déformé (délamination partielle).	• Décrochage du talon dans les deux plis extérieurs au sein d'une rainure de colle (présence également d'un noeud).
G2	• Pli central qui est le plus déformé (délamination partielle).	• Décrochage du talon dans les deux plis extérieurs d'une part au sein d'une planche (le long des cernes du bois) et d'autre part au sein d'une rainure de colle (présence également d'un noeud).
G3	• Pli central qui est le plus déformé (légère délamination). Présence d'une fissure sur un pli extérieur	• Dans un premier temps, décrochage du talon coté opposé à la fissure de l'arbalétrier dans une rainure de colle. • Dans un second temps, second décrochage du talon du pli extérieur restant situé également au niveau d'une rainure de colle.
G4	• Pli central qui est le plus déformé (délamination partielle).	• Double décrochage du talon dans les deux plis extérieurs au sein d'un joint de planche.
G5	• Importante déformation suite à la présence d'un noeud dans un pli extérieur.	• Décrochage du talon dans le pli extérieur opposé au noeud (compensation de la reprise de charge) au sein d'une rainure de colle. • Les plis extérieurs sont les plus déformés.
G6	• Pli central qui est le plus déformé (délamination plus au moins conséquente).	• Double demi-décrochage du talon dans les deux plis extérieurs au sein d'une part d'un joint de planche, et d'autre part d'une rainure de colle. Une interpénétration des fibres sur la surface d'about

TABLE 16.3 – Tableau de constations visuelles des embrèvements à 25° (efforts non concourants) réalisé en appui avec le tableau de l'annexe F.

Analyse plus poussée de l'échantillon G6

Ci-dessous, l'analyse de l'échantillon G6 est plus détaillée. L'échantillon G6 a été choisi car celui-ci possède le "meilleur" palier plastique tout en ayant subit un double demi-décrochage, comme remarqué lors de l'analyse de la courbe force-déplacement de la figure 16.5.

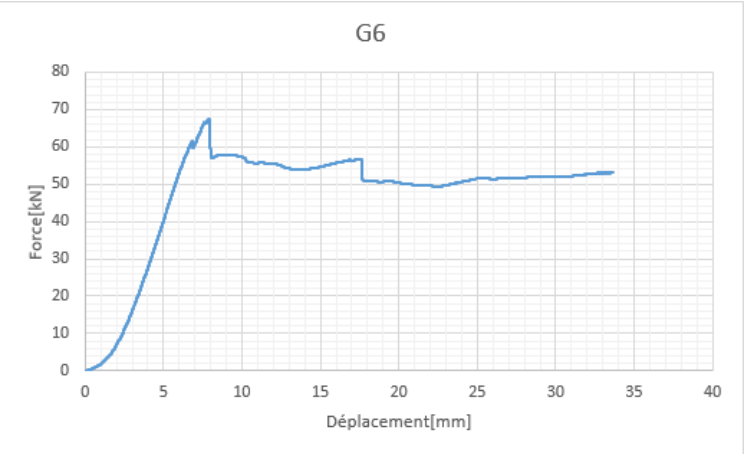


FIGURE 16.5 – Courbe force-déplacement de l'échantillon G6.

Ces deux décrochages se font de manière non simultanée. La figure 16.6 montre le séquencement de ces deux décrochages. Il est possible d'observer que la plus grande chute dans la force appliquée sur l'embrèvement correspond à la première discontinuité. Ceci se remarque aussi sur les photos post-essai. Le premier bout de talon se décroche à une hauteur plus importante que celle du second bout.

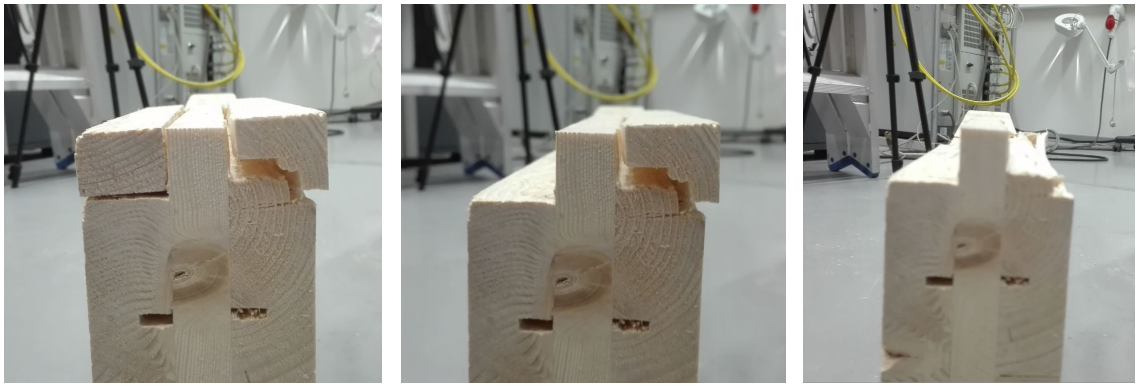


FIGURE 16.6 – Séquencement des deux décrochage pour l'échantillon G6.

Ces deux demis-décrochages ont permis de reprendre une charge post-rupture plus élevée. Les deux bouts de talon restant ont contribué à la reprise d'un effort plus important que lors des autres essais. L'allure plastique de la courbe force-déplacement

post-rupture pourrait s'expliquer par le fait que proportionnellement, le pli central est bien plus présent une fois que les deux demis-décrochages ont eu lieu. Le mode de rupture de ce pli se fait par excès de compression, ce qui correspond à un mode de rupture ductile. Sur les figures 16.7 et 16.8 nous constatons que les trois plis ont subi de grandes déformations suite à un excès de compression sur les surfaces de contact, ceci est assimilé à une rupture en compression qui a un comportement plastique post-rupture.



FIGURE 16.7 – État de l'entrait de l'éprouvette G6 après l'application de la charge.

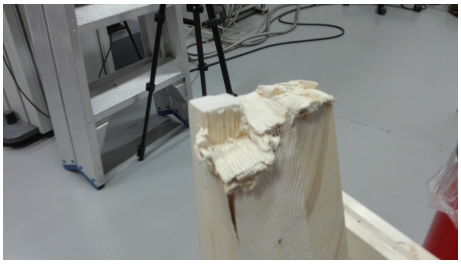


FIGURE 16.8 – État de l'arbalétrier de l'éprouvette G6 après l'application de la charge.

Récapitulatif et conclusion des interprétations des tests sur les embrèvements à 25° (efforts non concourants)

Dans un premier temps, un regard critique est porté sur la modélisation. Ceci est suivi d'une éventuelle ductilité pouvant être obtenue dans l'assemblage. Enfin, ce récapitulatif se termine par l'étude d'un paramètre qui n'a, selon nos interprétations de résultats, pas d'influence significative sur le comportement des embrèvements lors de la rupture.

Malgré la prévision de la modélisation d'un décrochage du talon, nous constatons que la force évaluée par la méthode des champs de contraintes discontinus est significativement plus élevée que celle obtenue suite aux essais. D'autre part, ce modèle prévoyait un décrochage du talon dans son entièreté. En effet, dans ce modèle le CLT est un matériau considéré homogène sur toute son épaisseur. Étant donné que seul les deux plis extérieurs se sont décrochés, cette hypothèse [3] de modélisation n'est, dans ce cas-ci, pas vérifiée.

Sur base du tableau récapitulatif 16.4, des observations ressortent quant à la similitude ou non des caractéristiques des tests. Premièrement, la localisation de la rupture est influencée par la localisation respective des joints de colle et de planche. Quand la rainure de colle ou le joint de planche se situe à une profondeur inférieure à la hauteur du talon, la probabilité de rupture se situant à ce niveau là est élevée.

3. Cette modélisation se base sur l'hypothèse d'un matériau homogène sur son épaisseur.

De fait, la rainure de colle contribue à diminuer la surface de reprise de l'effort de cisaillement longitudinal dans ce pli. Donc, pour un même effort appliqué, la zone de bois diminuée doit travailler plus que sur le reste de la planche. Dans le cas d'un joint de planche, toutes les sollicitations de cette planche doivent passer la colle (qui lie deux couches entres-elles) [4]. La colle en est plus fortement sollicitée, et seule celle-ci offre une résistance à la rupture. Sur la figure 16.9 ci-dessous sont représentés les différents joints du CLT :

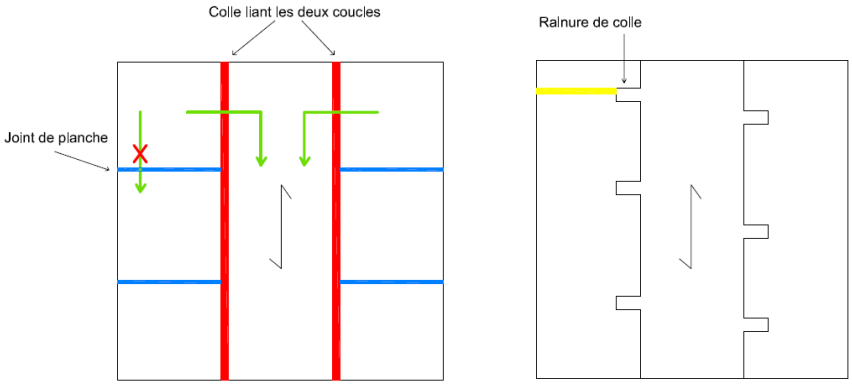


FIGURE 16.9 – Schématisation des rainures de colle, joints de planches et de la surface de reprise du pli central situé au niveau de la rainure de colle.

Légende : En jaune : surface de reprise du pli extérieur ; En vert : chemin suivi par l'effort.

Le caractère fragile de l'embrèvement s'explique par un double décrochage quasi permanent du talon. Deux éprouvettes d'essai ont exactement les mêmes caractéristiques de rupture : G1 & G3. Néanmoins la courbe force-déplacement varie quelque peu entre ces deux échantillons. Outre les différences de temps de décrochage du talon, la force post-rupture dans un cas (G3) est presque deux fois plus grande que dans l'autre (G1). Une des raisons qui peut l'expliquer est la profondeur de rupture. En analysant plus attentivement la table F.1, nous remarquons que dans le cas de l'échantillon G3, d'un côté la profondeur de rupture est inférieure à celle obtenue pour G1 de presque 1[cm]. Le fait de conserver une petite hauteur de talon sur un pli extérieur permet de faire travailler le pli central et une partie de ce pli extérieur dans un cas, et de ne solliciter que le pli central dans l'autre cas.

4. Car dans notre CLT, les planches au sein d'un même pli ne sont pas collées sur le champs (épaisseur de la planche). Ceci a pour conséquence qu'aucun effort ne peut passer d'une planche à l'autre.

En ce qui concerne l'éprouvette G6, une des raisons qui peut justifier l'apparition d'un palier plastique réside dans la fragilité [5] du talon. Il a été observé que l'initiation d'un décrochage partiel du talon (par fragilisation de celui-ci) pourrait permettre une sollicitation plus rapide du pli central qui contribuerait alors davantage à la reprise de l'effort. Ainsi, la répartition d'effort serait plus homogène. Nous aurions donc une interpénétration des fibres assez importante, expliquant ce comportement ductile.

Finalement, selon notre analyse, il ressort que la largeur de la première planche du pli central dans l'entrait en contact avec l'arbalétrier a peu d'influence sur le comportement de rupture. En effet, ce paramètre fluctue beaucoup entre les essais comme cela peut être constaté à la table de l'annexe F.1. Notre analyse nous permet d'expliquer le comportement de rupture par les autres paramètres résumés dans cette table. Pour vérifier si la largeur de la première planche du pli central a une quelconque influence sur le comportement à la rupture, il serait préférable de réaliser des essais où seul ce paramètre varie.

5. Cette interprétation peut cependant être erronée au vu du nombre de paramètres qui rentre en jeu et de leurs possibles interactions.

Échantillon	F [kN]	Comportement selon l'analyse des courbes	Type de rupture	Lieux de rupture
G2	58.83	Fragile	Double décrochage du talon	• Rainure de colle • Au sein de la planche
G4	58.77	Fragile	Double décrochage du talon	• Joint de planche • Joint de planche
G5	60.06	Fragile	Simple décrochage du talon	• Rainure de colle
G1	67.84	Fragile	Double décrochage du talon	• Rainure de colle • Rainure de colle
G3	65.57	Fragile	Double décrochage du talon	• Rainure de colle • Rainure de colle
G6	67.52	Ductile	Double décrochage du talon	• Rainure de colle • Joint de planche

TABLE 16.4 – Récapitulatif des caractéristiques des embrèvements à 25° en CLT (efforts non concourants).

16.1.2 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs concourants

Comme pour les essais du même angle ayant un appui dont les efforts engendrés sont non concourants, l'analyse de cette nouvelle série se fera tout d'abord en considérant la force maximale de rupture et l'allure des courbes force-déplacement. Ensuite, nous étudierons les ruptures des échantillons et nous clôturerons cette partie par un récapitulatif des deux séries d'essais réalisés.

Étant donné que ce type d'essais a été réalisé sur seulement deux échantillons, il est difficile de tirer des conclusions générales. Par comparaison avec les résultats

obtenus sur les tests précédents, nous essaierons de déterminer si les interprétations précédemment dégagées s'appliquent également dans ce cas-ci.

La comparaison des valeurs de rupture reprises dans la table 16.5 montre que ces valeurs sont assez éloignées l'une de l'autre. Contrairement aux tests réalisés sur l'appui engendrant des forces non concourantes, la valeur théorique calculée grâce à la méthode du champs de contraintes discontinus se rapproche de la plus petite des deux valeurs obtenue lors de ces essais.

Échantillon	$N_{rupture}$ **réelle [kN]**	$N_{rupture}$ **selon CCD [kN]**
G7	67	68
G8	84.46	68

TABLE 16.5 – Valeurs de rupture des embrèvements en CLT à 25° avec efforts concourants.

Sur la figure 16.10, nous observons les mêmes allures de courbes force-déformation que lors des essais précédents sur les embrèvements à 25° à efforts non concourants. En analysant la courbe G7, nous pouvons nous attendre à deux décrochages successifs du talon (discontinuité au sein de la courbe). Néanmoins, lors de l'analyse réalisée sur les échantillons ci-dessous, seul le décrochage d'un des deux talons se produit. En revanche, en prêtant attention à la courbe G8, le constat est clair, dans ce cas-ci il y a bien eu deux décrochages successifs des talons.

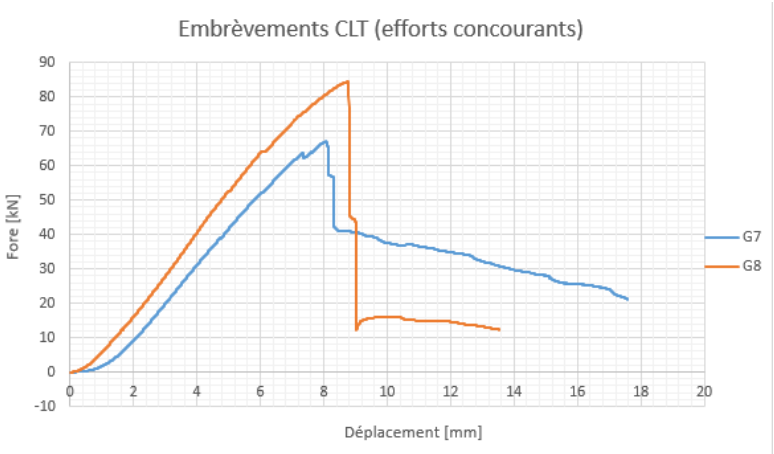


FIGURE 16.10 – Courbe force-déplacement des embrèvements à 25° (efforts concourants).

La table 16.6 résume les constatations visuelles faites après les essais. Des dif-

férences notables sont observables par rapport aux autres essais effectués sur les embrèvements à 25°. En effet, bien que l'allure des courbes peut sembler familière et similaire, les interprétations et observations diffèrent. Tout d'abord, les observations liées à l'arbalétrier sont bien distinctes des précédents constats. L'arbalétrier a travaillé de manière plus importante, notamment le pli central qui a été sollicité de façon plus notable. Ces différences sont illustrées sur les figures 16.12 et 16.11.

Échantillon	**Constatations**	
	Arbalétrier	**Entrait**
G7	• Pli central qui est le plus déformé (légère délamination) • Présence d'une fissure dans un des plis extérieurs.	• Décrochage du talon dans un pli extérieur au sein d'une planche. • Les plis extérieurs sont les plus déformés.
G8	• Pli central qui est le plus déformé (délamination plus au moins conséquente).	• Décrochage du talon dans les deux plis extérieurs au sein d'une planche. • Les plis extérieurs sont les plus déformés.

TABLE 16.6 – Tableau de constatations visuelles des embrèvements à 25° (efforts concourants) réalisé en appui avec le tableau de l'annexe F.

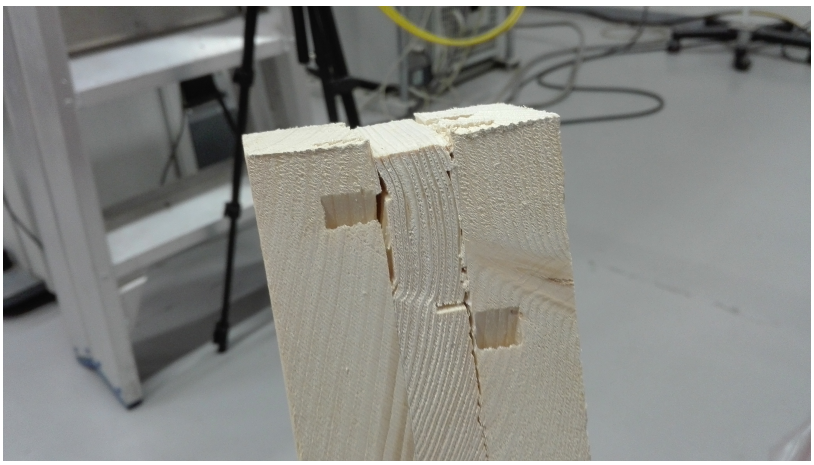


FIGURE 16.11 – Arbalétrier de l'échantillon G8.

Présence d'une rupture au sein du pli central.

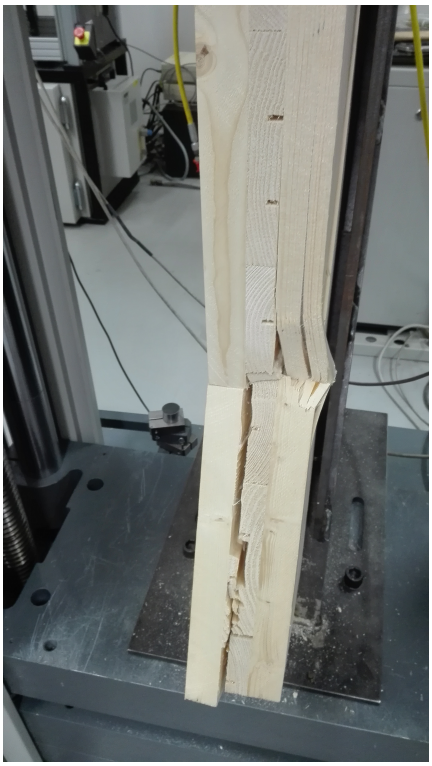


FIGURE 16.12 – Échantillon G7 après rupture au sein du dispositif d'essai.

Cet échantillon a eu une rupture par décrochement du talon (côté gauche) et un excès de compression au sein de l'arbalétrier (côté droit).

Récapitulatif et conclusion des interprétations des tests sur les embrèvements à 25° (efforts concourants)

En comparaison aux précédents essais des embrèvements ayant des efforts extérieurs non concourants, le même constat peut être fait pour ces essais. La modélisation du CLT comme étant un matériau homogène sur toute son épaisseur ne peut pas être considérée étant donné qu'uniquement les plis extérieurs se décrochent. De plus, la méthode prévoyait une rupture par décrochement du talon. D'autre part, nous avons pu constater que l'arbalétrier avait subi une délamination. Ces deux modes de ruptures interviennent de façon simultanée. Ceci n'était pas prédit lors de l'analyse théorique.



FIGURE 16.13 – Simultanéité du décrochage et de la délamination.

Ces images ont été prises de la vidéo de la rupture de l'échantillon G8.

Similairement aux observations graphiques des embrèvements à efforts non concourants, un comportement assimilable à un comportement fragile est décelé. Par ailleurs, la différence de chute entre les deux échantillons correspond à un simple décrochage du talon (sur un pli extérieur) dans un cas, et un double dans l'autre cas. En revanche, dans cette configuration, nous constatons que l'arbalétrier a repris plus d'effort que précédemment.

Échantillon	**F [kN]**	**Comportement ressorti des courbes**	**Type de rupture**	**Lieux de rupture**
G7	67	Fragile	Décrochages du talon et délamination de l'arbalétrier	• Au sein de la planche • About de l'arbalétrier
G8	84.46	Fragile	Double décrochage du talon et délamination de l'arbalétrier	• Au sein de la planche • Au sein de la planche • About de l'arbalétrier

TABLE 16.7 – Récapitulatif des caractéristiques des embrèvements à 25° en CLT (efforts concourants).

En conclusion, à l'aide de la table 16.7 et de la table en annexe F.1, peu de liens peuvent être faits au vu du nombre réduit d'essais réalisés en laboratoire.

16.2 Essai de l'assemblage incliné à 40°

Pour une inclinaison de l'entrait d'un angle de 40° par rapport à l'arbalétrier, l'application d'un effort sur l'arbalétrier provoque la délamination [6] de toutes les éprouvettes et également une interpénétration des fibres dans l'arbalétrier. En ce qui concerne l'entrait, une interpénétration des fibres est plus conséquente pour cette configuration que dans le cas d'un embrèvement avec un angle de 25°. Par ailleurs, le décrochage du talon est soit partiel, soit dû à une imperfection. Le double décrochage n'arrive que très rarement et ne provoque pas de comportement fragile dans ce cas-ci.

Le fait que très peu de décrochage ait lieu signifie que la rupture se fait de manière plus ductile pour l'ensemble des échantillons. Les rares décrochages du talon n'apparaissent plus lors de la rupture mais plus loin dans le palier plastique.

16.2.1 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs non-concourants

Les 6 échantillons, dont les valeurs de ruptures sont données dans la table 16.8, ont tous subi de la délamination et eu une rupture par excès de compression au sein de l'arbalétrier. En revanche, le modèle de champs de contraintes discontinus prédisait une rupture par décrochement du talon. Les valeurs présentes dans cette table ne peuvent donc pas être comparées. Cette différence dans le mode de rupture prédit par le modèle théorique et lors des essais pratiques démontre une fois de plus que l'hypothèse de matériau homogène sur toute son épaisseur ne peut pas être acceptée. Aucune considération quant à la possible délamination au niveau du collage entre les plis n'est possible. Or cette délamination est le mode de défaillance qui induit la rupture.

Échantillon	$N_{rupture}$ **réelle [kN]**	$N_{rupture}$ **selon CCD [kN]**
F1	59.24	72
F2	72.3	72
F3	69.6	72
F4	60.56	72
F5	57.86	72
F6	63.56	72

Table 16.8 – Valeurs de rupture des embrèvements en CLT à 40°.

L'effort maximal que l'échantillon F1 a repris est quant à lui supérieur à la rupture théorique prédite par la méthode des champs de contraintes discontinus comme ces

6. La délamination est bien plus prononcée pour cette inclinaison.

est remarquable sur la figure 16.14. Cette courbe est discutée plus en détails dans la suite de cette section. Mis à part l'échantillon F1, les autres courbes n'ont pas de croissance d'effort post-rupture. Néanmoins, un constat général ressort : tous les tests ont démontré une tendance au comportement ductile.

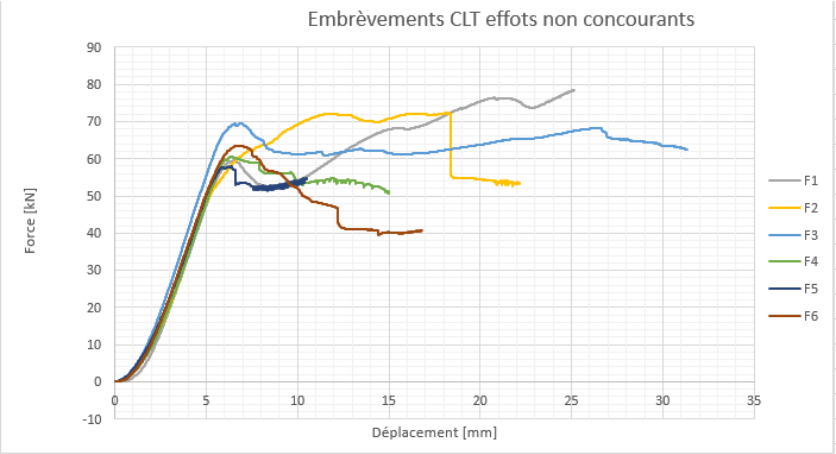


FIGURE 16.14 – Courbes force-déplacement des embrèvements à 40°.

En analysant de plus près ces courbes force-déformation, il est possible de justifier l'allure de chaque courbe. La présence d'un simple ou d'un double décrochage impacte la diminution de la force appliquée. D'autre part, un décrochage partiel ou total a un effet direct sur la tendance du palier ductile. Cependant ces décrochages n'engendrent pas de chute brutale de l'effort repris. Aucun comportement fragile n'est discernable sur ces courbes.

Bien que chaque échantillon ait un comportement ductile, certaines éprouvettes se démarquent. Tout d'abord, pour l'assemblage F2, nous pouvons voir un important palier plastique, suivi d'une chute de force due à un simple décrochage. Nous pourrions croire que la rupture de cet échantillon est causée par le décrochage du talon. Or, la vidéo de l'essai et la courbe montrent une rupture par excès de compression sur la surface de l'about. Par contre, l'allure de la courbe de l'assemblage F6 se justifie notamment par la présence d'un noeud sur un pli extérieur situé à proximité de l'about. Par ailleurs, le décrochage du premier talon peut expliquer également cette diminution de force. D'autre part, la discontinuité rencontrée est, quant à elle, due au décrochage du second talon.

La table 16.9 résume les constatations visuelles réalisées sur les échantillons après essais. Très peu de décrochages sont à déplorer pour ces échantillons et aucun d'entre eux ne se fait lors de la rupture de l'échantillon. Les décrochages rencontrés surviennent après l'apparition du palier plastique comme il a pu être constaté plus tôt dans cette section. Tous les arbalétriers ont souffert d'une délamination (conséquente

pour certains) et d'un excès de compression au niveau de l'about. Cette rupture par compression a permis un comportement plastique lors de la rupture.

Échantillon	**Constatations**	
	Arbalétrier	**Entrait**
F1	• Grosse délamination.	• Petit décrochage du talon d'un pli extérieur dû à la présence d'un noeud
F2	• Délamination et interpénétration des fibres.	• Décrochage du talon d'un pli extérieur au niveau d'un joint de planche.
F3	• Rupture par délamination du pli central. Interpénétrations importantes des fibres des plis extérieurs.	• Mini décrochage du talon situé au niveau d'une rainure de colle.
F4	• Délamination et décrochage des cernes et interpénétration	• Délamination partielle et interpénétration conséquente.
F5	• Délamination et apparition d'une fissure au niveau d'une rainure de colle dans un pli extérieur.	• Apparition d'un début de décrochage au niveau d'un noeud dans la planche d'un pli extérieur
F6	• Grosse délamination et interpénétration des fibres	• Double décrochage du talon dans les deux plis extérieurs au sein d'un joint de planche.

TABLE 16.9 – Tableau de constatations visuelles des embrèvements à 40° (efforts non concourants) réalisé en appui avec le tableau de l'annexe F.

Analyse plus poussée de l'échantillon F1

Sur la courbe force-déplacement de l'échantillon F1 (voir figure 16.15), le premier maximum est dû à un petit décrochage sur un pli extérieur causé par la présence d'un noeud. Suite à ce petit décrochage, l'effort a diminué par excès de compression au niveau de l'about de l'arbalétrier dans le pli opposé à la rupture. Cette chute s'est faite jusqu'à ce que l'écart entre le pli central de l'arbalétrier et de l'entrait se comble (constat sur la figure 16.16). Une fois cet écart résorbé, le pli central a rempli son rôle dans la reprise de l'effort appliqué. Graphiquement cela se traduit par l'augmentation continue de la force en fonction du déplacement.

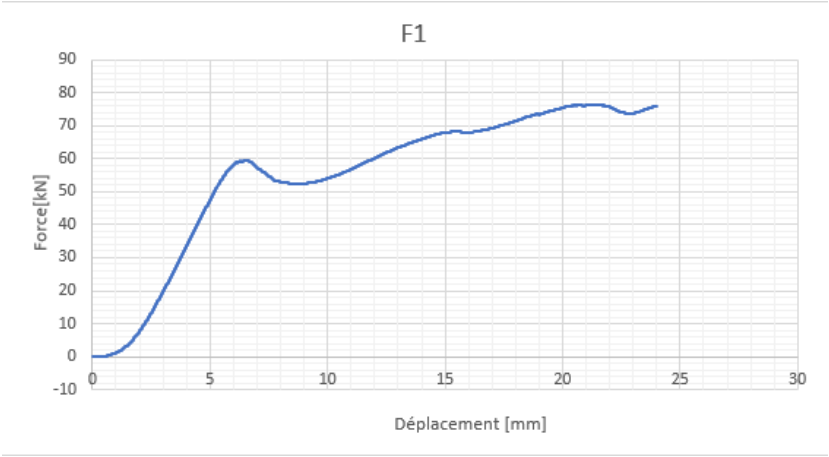


FIGURE 16.15 – Courbe force-déplacement de l'échantillon F1.

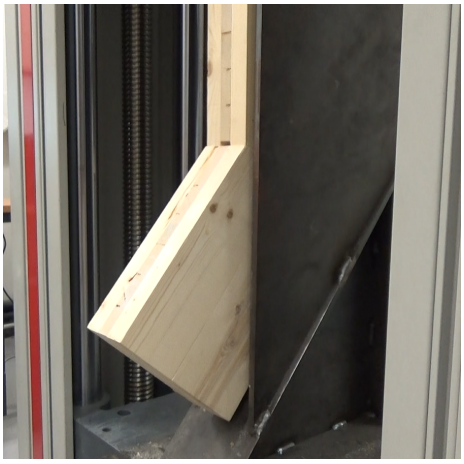


FIGURE 16.16 – Photo de la disposition de l'échantillon F1 avant essai. Constatation d'un écart entre les planches en contact de l'arbalétrier et de l'entrait (pli central).

Les figures 16.17, 16.18 et 16.19 montrent les échantillons post-rupture. La première illustre l'embrèvement au sein du dispositif d'essai. Sur cette image, le décrochage du talon est visible dans le pli extérieur (sur la gauche de l'image) et la rupture par excès de compression et délamination dans l'arbalétrier (côté droit de l'image). Les deux photos suivantes représentent l'arbalétrier et l'entrait. Nous constatons que les trois plis se sont fortement déformés et que l'arbalétrier a souffert d'une délamination importante.



FIGURE 16.17 – Disposition de l'embrèvement dans le dispositif d'essai après essai.

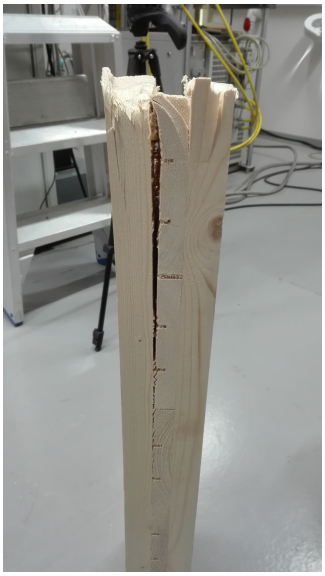


FIGURE 16.18 – Délamination de l'arbalétrier.



FIGURE 16.19 – Écrasement des fibres au niveau de la surface d'about de l'entrait.

Récapitulatif des interprétations des tests sur les embrèvements à 40° (efforts non concourants)

Comme pour le récapitulatif des essais avec angle de 25°, un regard critique est porté sur la modélisation théorique ; s'ensuit un récapitulatif du comportement observé sur les courbes de force-déplacement. Pour terminer, nous mentionnerons quelques paramètres intrinsèques au CLT n'ayant eu, selon notre interprétation des résultats, aucune influence notable lors de la rupture des embrèvements.

L'étude théorique prévoyait une rupture par décrochage du talon. Cependant lors des essais, toutes les ruptures sont survenues en raison d'un excès de compression (certains décrochages ont eu lieu mais ceux-ci survenaient après la rupture). Lors de

l'initiation de ces ruptures une délamination de l'arbalétrier survenait constamment. Cette délamination n'a pas pu être prise en compte dans le modèle théorique car celui-ci considère un matériau homogène sur toute son épaisseur. De plus, aucun plan de collage n'est pris en compte [7] dans le modèle.

L'étude de cette inclinaison d'assemblage démontre de manière générale un comportement assimilé à un comportement ductile. Si malheureusement, le contact entre l'arbalétrier et l'entrait du pli central n'est pas assuré au niveau de l'about, une rupture prématurée a lieu. Néanmoins, cette rupture prématurée n'est pas signe de décroissance de la force. En effet, une fois le contact établi au niveau du pli central, tout le CLT contribue à la reprise de l'effort et une augmentation de la force est observée jusqu'à rupture de l'ensemble du CLT.

Finalement, en analysant la table de données F.2, nous constatons que deux paramètres influencent de manière négligeable le comportement à la rupture :

- Premièrement, la largeur de la première planche du pli central dans l'entrait en contact avec l'arbalétrier. Ce paramètre varie beaucoup entre les essais.
- Deuxièmement, la localisation de la rainure de colle, qui peut se situer dans le talon ou en dehors de celui-ci. Etant donné que nous sommes dans un cas de rupture par excès de compression sur la surface d'about, la localisation de la rainure de colle n'impacte pas (ou très peu) le comportement de l'assemblage.

7. Bien que la délamination s'initie au niveau d'un plan de collage.

Échantillon	F [kN]	Comportement ressorti de l'analyse des courbes	Type de rupture	Lieux de rupture
F1	78.93	Ductile	Délamination de l'arbalétrier	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier
F2	72.3	Ductile	Excès de compression dans l'arbalétrier + simple décrochage du talon	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier • joint de planche
F3	69.6	Ductile	Excès de compression dans l'arbalétrier	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier
F4	60.56	Ductile	Excès de compression dans l'arbalétrier	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier
F5	64.8	Ductile	Excès de compression dans l'arbalétrier + simple décrochage du talon	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier • Au sein de la planche
F6	63.56	Ductile	Excès de compression dans l'arbalétrier + double décrochage du talon	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier • joint de planche • joint de planche

TABLE 16.10 – Récapitulatif des caractéristiques des embrèvements à 40° en CLT (efforts non concourants).

16.2.2 Disposition de l'embrèvement impliquant des efforts extérieurs concourants

Comme lors des autres essais effectués avec le même angle, le mode de rupture provenant de l'étude théorique n'est pas celui obtenu lors des essais. Alors que le mo-

dèle théorique prévoyait une rupture par décrochement du talon, les essais ont donné des ruptures par excès de compression dans l'arbalétrier. Comme précédemment, nous pouvons le justifier par les hypothèses associées au modèle qui considèrent le matériau comme étant homogène dans son épaisseur. Ces hypothèses ne modélisent donc pas les plans de collage, qui sont les points de départ de la délamination.

Échantillon	$N_{rupture}$ **réelle [kN]**	$N_{rupture}$ **selon CCD [kN]**
F7	59.5	68
F8	62.35	68

TABLE 16.11 – Valeurs de rupture des embrèvements en CLT à 40°avec efforts concourants.

Malgré le même ordre de grandeur des forces pour les deux échantillons, leur mode de rupture diffère. L'échantillon F7 présente une rupture plutôt fragile, alors que l'échantillon F8 a un comportement ductile. Ces comportements se retrouvent illustrés dans les courbes force-déplacement de la figure 16.20.

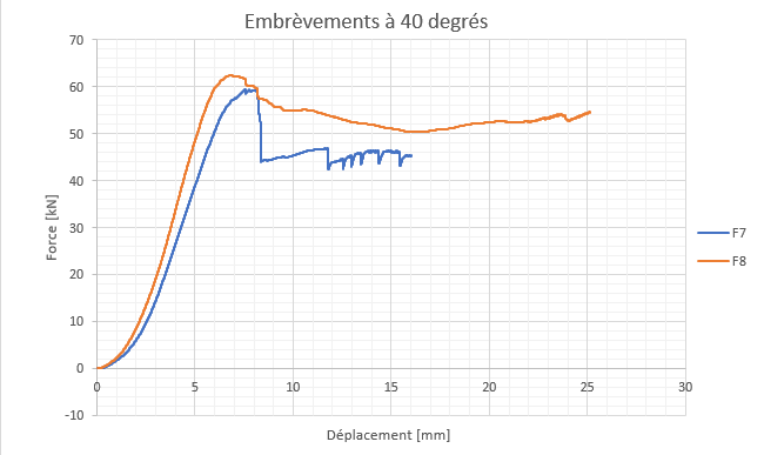


FIGURE 16.20 – Courbes force-déplacement des embrèvements à 40° avec efforts concourants.

Des similitudes avec les allures des courbes force-déformation obtenues pour les embrèvements à 40° à efforts non concourants peuvent être observées sur la figure 16.20. Cependant, en analysant la courbe F7, nous observons que dans ce cas-ci une rupture par un simple décrochage du talon. Nous pouvons l'assimiler à une rupture fragile. Néanmoins, sa décroissance n'est pas importante et l'échantillon se stabilise. En revanche, l'assemblage G8 a un comportement et une allure de courbe semblables aux embrèvements à 40° à efforts non concourants.

La table 16.12 ci-dessous, reprend les constatations visuelles établies sur les embrèvements après la réalisation des essais.

Échantillon	**Constatations**	
	Arbalétrier	**Entrait**
F7	• Légère délamination, ainsi qu'une fissure initiale présente sur un des plis extérieurs	• Décrochage du talon dans un pli extérieur au au niveau d'un joint d'une planche.
F8	• Délamination de l'arbalétrier	• Très légère délamination et interpénétration conséquente.

TABLE 16.12 – Tableau de constatations visuelles des embrèvements à 40° (efforts concourants) réalisé en appui avec le tableau de l'annexe F.

Récapitulatif des interprétations des tests sur les embrèvements à 40° (efforts concourants)

En lien avec les précédents embrèvements (efforts extérieurs non concourants), le même constat peut être fait pour ces essais. La modélisation du CLT comme étant un matériau homogène sur toute son épaisseur ne peut pas être considérée comme valable étant donné que ce modèle ne prend pas en considération les différents plans de collage, lieux de délamination des embrèvements. En conséquence, la prédiction du comportement à la rupture en est faussée.

Il est important de rappeler qu'au vu du nombre limité d'essais réalisés (deux échantillons), il est difficile de tirer des conclusions générales sur ces essais. Tout comme pour les précédents tests, une tendance à la ductilité est également présente, mais uniquement pour un des deux échantillons (G8). En effet, l'autre échantillon a lui rompu suite à un décrochage du talon (comportement fragile). Il n'est donc pas possible de conclure si la disposition de l'assemblage pour avoir des efforts concourants au sein de l'embrèvement a un comportement similaire aux embrèvements à efforts non concourants.

Échantillon	**F [kN]**	**Comportement ressorti de l'analyse des courbes**	**Type de rupture**	**Lieux de rupture**
F7	59.5	"Fragile"	Simple décrochage du talon	• Joint de planche (entrait)
F8	62.35	Ductile	Excès de compression dans l'arbalétrier	• Au niveau de l'about de l'arbalétrier

TABLE 16.13 – Récapitulatif des caractéristiques des embrèvements à 40° en CLT (efforts concourants).

Sixième partie

Conclusion

Suite au nouvel essor suscité pour le matériau bois et ses dérivés, la construction moderne cherche à mettre à profit les qualités structurales de ces matériaux. Une attention plus particulière est cependant portée aux assemblages réalisés en bois qui procurent des avantages que d'autres types de matériaux n'offrent pas (tel que leur résistance au feu).

Néanmoins les normes existantes (Eurocode 5[NBN05] ne fournissent pas de dimensionnement complet des assemblages bois-bois et ne couvrent pas tous les cas de figures.Bien qu'il soit possible d'avoir recours aux méthodes de calcul par éléments finis et à l'utilisation de la méthode des champs de contraintes continus, leur mise en oeuvre requière du temps et des connaissances spécifiques. Dans l'optique de trouver une alternative, Corentin Fivet[Fiv12] a énoncé et évalué les modalités d'application de la méthode des champs de contraintes discontinus sur les assemblages bois-bois. Cette étude repose sur une hypothèse forte d'un comportement ductile du bois. Afin de valider cette méthode dans le cadre d'un assemblage bois-bois, plusieurs volets expérimentaux ont été réalisés par Nora Poelvoorde[Poe15] et Jean-Charles Misson [Mis17].

En complément des résultats obtenus lors des travaux précédents, le but de ce travail est de valider l'application de la méthode des champs de contraintes discontinus au sein d'assemblages CLT-CLT. Ce matériau a été choisi pour résoudre le problème de traction perpendiculaires aux fibres (rupture fragile) mis en évidence dans le cadre des précédents volets expérimentaux. Afin de vérifier l'impact des modifications apportées aux appuis, de nouveaux essais ont été réalisés pour confronter nos résultats à ceux obtenus par nos prédécesseurs.

Le bois étant un matériau naturel possédant un comportement anisotrope, il était nécessaire d'utiliser un critère de rupture spécifique à ce matériau. De plus, celui-ci doit pendre en compte les différents types de sollicitations pouvant agir simultanément sur un volume élémentaire. Dans ce cadre, le critère de Tsai-Wu a été utilisé pour combiner les différentes sollicitations dans un seul critère de rupture. Dans le cadre du bois massif, ce critère de rupture a été décrit dans de multiples ouvrages, notamment dans celui du professeur T. van der Put[van82] . Cependant, aucun critère spécifique n'a pu être trouvé pour le CLT, ce qui nous a amenés à reprendre le critère de rupture de Tsai-Wu dans le cadre de ce travail consacré au CLT.

Pour une pertinence dans la comparaison des résultats théoriques et expérimentales concernant les essais sur les embrèvements en CLT, une caractérisation de ce matériau a dû être réalisée. Étant donné qu'aucune certification Européenne concernant les propriétés mécaniques n'existe pour ce matériau, aucune standardisation n'est d'application pour les propriétés mécaniques ainsi qu'aucun protocole d'essai pour évaluer celles-ci. Dans cet objectif, une documentation à propos de ce sujet a

été réalisée pour permettre la mise en place d'essais permettant de caractériser les propriétés mécaniques.

Dans le cadre des essais de caractérisation du CLT, les valeurs obtenues pour les modules de Young selon les deux axes principaux étaient nettement inférieures à celles prédites par plusieurs ouvrages. En ce qui concerne les essais sur le module de Young longitudinal, nous observons une grande différence entre les valeurs théoriques et les résultats obtenus pour les essais au laboratoire du LEMSC. Nous obtenons une sous-estimation de 30[%] par rapport à la valeur théorique attendue.

Quant au module de Young transversal, la différence entre les valeurs théoriques et celles obtenues lors des essais au LEMSC est moins significatives. Nous obtenons une sous-estimation de 12[%] par rapport à la valeur théorique attendue. Cette plus faible différence peut être expliquée par le fait que l'épaisseur du pli central est plus petite et elle est donc moins susceptible d'avoir des imperfections.

Ces deux observations portent à croire que le modèle d'évaluation théorique du module de Young est erronée, une remise en question de ce modèle est donc nécessaire.

En plus des essais visant la détermination du module de Young, des essais de compression jusqu'à la rupture ont été effectués. Ces essais ont permis de caractériser la classe des planches utilisées lors de la fabrication du CLT.

Au vu des différents résultats, et en s'appuyant sur les résultats de la section 15.1, on remarque qu'imposer une classe C24 pour les plis longitudinaux surestime la classe de l'essence du bois utilisé. Par contre on ne peut rien en déduire pour les plis transversaux, étant donné leur plus faible contribution.

De plus, en analysant le pourcentage de la force appliquée on peut constater que dans le cas d'une application de la charge dans le sens des fibres des plis extérieurs, l'apport du pli central est négligeable (3.5%) en comparaison de la reprise d'effort des plis longitudinaux. Et d'autre part, dans le cas d'un effort transversal, on constate une contribution non négligeable des plis extérieurs dans la reprise de l'effort (qui est de l'ordre de 30% de l'effort total). On peut conclure que dans le cas d'une application d'effort transversal sur le CLT, les plis perpendiculaires à l'effort peuvent être 9 fois plus sollicités dans cette reprise d'effort que dans le cas de l'application d'un effort longitudinal, et cela pour toute classe de bois.

Lors des essais de cisaillement sur les échantillons de 20x60[cm], deux constatations majeures ont pu être établies. Premièrement, Il est possible, par l'agencement des planches au sein du CLT, de concevoir un panneau ayant pour rupture soit une rupture en section nette, soit une rupture en section brute en fonction de l'utilisation

voulue. Pour avoir une rupture en section nette, il est primordial que les joints entre les planches des plis longitudinaux se situent au même niveau dans l'épaisseur du panneau [8]. Deuxièmement, lors d'une rupture en section brute, la force résiduelle, après avoir atteint la force maximale, tend vers une force de même ordre de grandeur que celle des ruptures en section nette.

Une fois le comportement et les propriétés mécaniques des matériaux connus, le dimensionnement des différentes configurations d'embrèvements a pu être réalisé. Dans le cadre du matériau bois, ce dimensionnent est basé sur la méthode décrite dans l'Eurocode 5 et sur la méthode des champs de contraintes discontinus. L'évaluation des deux méthodes permet une comparaison théorique des ruptures et permet une analyse plus poussée. Lors de l'évaluation des embrèvements en CLT, seule la deuxième méthode a été retenue.

Il est à souligner que le champ d'application de l'Eurocode 5 est restreint en raison de certaines conditions. En effet, l'inclinaison entre l'arbalétrier et l'entrait est limité à la plage de valeur : $30° < \beta < 60°$. De plus, cette méthode ne prend pas en compte les configurations telles que le déplacement de l'appui inférieur de l'entrait, ainsi que la considération du frottement entre les éléments de bois.

Le but de l'étude de la méthode des champs de contraintes discontinus est de pouvoir prendre en considération toutes les configuration d'embrèvements. Cette méthode est définie par les quatre composantes suivantes :

- Un schéma bielle-tirant adéquat fournissant la forme du champ de contraintes discontinus.
- La vérification des conditions de bords pour assurer la transmission des efforts.
- Des champs de contraintes rectilignes où circulent les efforts.
- Des champs nodaux permettant le transfert des efforts entre les différents champs rectilignes.

Pour permettre une manipulation aisée et dynamique des champs de contraintes, la statique graphique a été utilisée pour générer le réseau de bielles-tirants utilisé lors de la construction du champ de contraintes discontinus.

Deux angles d'inclinaisons ont été considérés dans le cadre de l'étude des embrèvements en bois massif.

Pour l'angle de 25°, la rupture réelle obtenue est une rupture fragile exprimée par un décrochage du talon essentiellement dû au cisaillement longitudinal dans

8. Les planches constituant les deux plis longitudinaux doivent se situer l'une en face de l'autre par rapport au pli transversal (pour un CLT constitué de trois plis).

la surface du talon de l'entrait. L'Eurocode 5 prédisait une rupture par excès de compression au niveau de la surface de l'about. Ce qui correspond à un comportement ductile en opposé aux résultats d'essais. En revanche, la méthode des champs de contraintes discontinus présageait une rupture du champ nodal situé au niveau du talon (dans l'extrémité basse du talon). La rupture de ce champ nodal implique un décrochement du talon, mode de rupture observé lors des essais. De plus, lors de l'essai réalisé sur l'appui amenant un point de concours entre les efforts, la méthode des champs de contrainte se rapprochait le mieux de la valeur de l'essai. Dans le cas d'un appui où les efforts sont non-concourants, si une comparaison est faite entre les valeurs théoriques calculées pour le mode de rupture impliquant le décrochement du talon, cette méthode est aussi la plus proche des valeurs obtenues.

Dans le cas d'un assemblage à inclinaison de 40°, les deux méthodes étudiées présageaient une rupture de la surface d'about par excès de compression (écrasement des fibres). Ce mode de rupture est une rupture ayant un comportement ductile. Cette rupture a pu être analysée dans le cadre des essais. Il a été constaté que peu importe le type d'appui utilisé, les deux méthodes théoriques surestiment la valeur de rupture. Cependant, la méthode des champs de contraintes discontinus s'avère plus proche de la réalité dans le cas d'un appui provoquant des efforts non-concourants. Pour ce qui est des embrèvements à appui amenant des efforts concourants, la méthode de l'Eurocode 5 se rapproche au plus de la réalité. En effet, cela peut se justifier par le fait que cette configuration d'embrèvement est prise en compte dans le dimensionnement de l'assemblage.

En comparant les deux méthodes théoriques, une constatation est flagrante, la méthode des champs de contraintes discontinus permet une meilleure évaluation de la rupture attendue. Cette observation est encore plus visible dans le cas de l'utilisation d'un appui engendrant des efforts extérieurs non concourants. De plus, pour un angle de 25° cette méthode reste la plus précise lors d'appui engendrant des forces concourantes. Ceci est dû aux limitations auxquelles sont confrontés les dimensionnements selon l'Eurocode 5 qui prend uniquement en compte la classe de bois de l'embrèvement et ses dimensions géométriques. Aucun déplacement de l'appui n'est permis selon cette méthode.

L'objectif de ces essais était de s'assurer que le comportement du bois correspondait à un comportement assez ductile pour permettre une quelconque redistribution au sein de l'élément par l'utilisation de la théorie statique du théorème de la plasticité [9]. Bien que les résultats obtenus dans le cas de l'embrèvement incliné à 25° soient supérieurs aux prédictions de la méthode des champs de contraintes discontinus, le type de rupture observé montre qu'il n'est pas possible de s'écarter du chemin de force optimale. En effet, dans le cas d'un matériau ductile, dès le moment où la

9. Le théorème statique de la plasticité offre une borne inférieure à la résistance d'un système.

limite plastique est atteinte, les efforts peuvent être redistribués au sein de l'élément. D'autre part, pour les embrèvements à 40°, malgré un comportement de rupture ductile présent pour tous les essais, la valeur de rupture n'atteint pas la valeur de dimensionnement évaluée par la méthode des champs de contraintes discontinus. La rupture a donc lieu avant d'atteindre la rupture de dimensionnement élastique. Ceci implique que les hypothèses liées à la théorie statique du théorème de la plasticité ne sont pas respectées.

En raison du chemin de charge recherché (chemin qui maximise la rigidité), les interprétations des résultats obtenus lors de ce travail indiquent un comportement élastique [10]. Cette analyse se base sur l'utilisation des schémas bielles-tirants ; cependant, celle-ci n'envisage pas un comportement à la rupture ductile. La théorie statique du théorème plastique ne peut donc pas être employée. Dans le cadre des assemblages bois-bois, la vérification de l'hypothèse du comportement ductile n'est pas validée.

En ce qui concerne les embrèvements en CLT, plusieurs constats ont été réalisés :

La modélisation du CLT comme étant un matériau homogène sur toute son épaisseur ne peut pas être considérée étant donné qu'uniquement les plis extérieurs se décrochent. Malgré la prévision de la modélisation d'un décrochage du talon, nous constatons que la force évaluée par la méthode des champs de contraintes discontinus est significativement plus élevée que celle obtenue suite aux essais. Étant donné que seul les deux plis extérieurs se sont décrochés, cette hypothèse de modélisation n'est, dans ce cas-ci, pas vérifiée. De plus, la localisation de la rupture est influencée par la localisation respective des joints de colle et de planche.

Une des raisons qui peut justifier l'apparition d'un palier plastique réside dans la fragilité (Cette interprétation peut cependant être erronée au vu du nombre de paramètres qui rentre en jeu et de leurs possibles interactions) du talon. Il a été observé que l'initiation d'un décrochage partiel du talon (par fragilisation de celui-ci) pourrait permettre une sollicitation plus rapide du pli central qui contribuerait alors davantage à la reprise de l'effort. Ainsi, la répartition d'effort serait plus homogène. Nous aurions donc une interpénétration des fibres assez importante, expliquant ce comportement ductile.

Dans le cas des embrèvements à 25° à efforts concourants, les observations sont similaires aux embrèvements à 25° à efforts non-concourants. Si ce n'est que dans cette configuration, l'arbalétrier a travaillé de manière plus importante, notamment le pli central qui a été sollicité de façon plus notable.

Dans la configuration des embrèvements à 40°, la méthode prévoyait une rupture par décrochement du talon. D'autre part, nous avons pu constater que l'arbalétrier

10. L'analyse élastique est une solution particulière de l'analyse plastique).

avait subi une délamination. Ces deux modes de ruptures interviennent de façon simultanée. Ceci n'était pas prédit lors de l'analyse théorique. De plus, l'étude théorique prévoyait une rupture par décrochage du talon. Cependant lors des essais, toutes les ruptures sont survenues en raison d'un excès de compression.

finalement, nous constatons que deux paramètres influencent de manière négligeable le comportement à la rupture :

- Premièrement, la largeur de la première planche du pli central dans l'entrait en contact avec l'arbalétrier. Ce paramètre varie beaucoup entre les essais.
- Deuxièmement, la localisation de la rainure de colle, qui peut se situer dans le talon ou en dehors de celui-ci. Etant donné que nous sommes dans un cas de rupture par excès de compression sur la surface d'about, la localisation de la rainure de colle n'impacte pas (ou très peu) le comportement de l'assemblage.

En conclusion, la tendance des comportements à la rupture des embrèvements en bois massif et en CLT sont semblables. C'est pourquoi, malgré le fait que la modélisation du CLT est erronée, l'application de la méthode des champs de contraintes continus n'est malheureusement valable pour aucun des deux matériaux. Néanmoins, une étude mérite d'être menée sur la possibilité d'amener de la ductilité au sein de l'assemblage en fragilisant le talon.

Bibliographie

[16492] Norme SIA 164. Construction en bois. 1992.

[Arc19a] Archiexpo. Bois, épicéa, coupe transversale, anneaux annuels peintures murales. 2019.

[Arc19b] Archiexpo. Poutre en bois lamellÉ-collÉ / de section rectangulaire / pour plancher / de grande portÉe. 2019.

[Ass19] Assemblage. Les assemblages bois . 2019.

[AZ09] E. Allen and W. Zalewski. Form and forces : Designing efficient, expressive structures. 2009.

[Ba14] Yves Benoit and al. Calcul des structures en bois, Guide d'application de l'Eurocode 5 (structures bois) et de l'Eurocode 8(séismes) . 2014.

[BDD+17] Reinhard Brandner, Philipp Dietsch, Julia Droscher, Michael Schulte-Wrede, Heinrich Kreuzinger, and Mike Sieder. Cross laminated timber (clt) diaphragms under shea : Test configuration, properties and design. 2017.

[Ber] Jean-Marie. Berthelot. Mécanique des Matériaux et Structures Composites. page 667.

[Bin] Binderholz. Binderholz clt bbs.

[bin19] binderholz. binderholz | nature en architecture. 2019.

[BJF15] S.C Baxter, A. Johnson, and B.S. Fralick. Revisiting graphical statics. 2015.

[BRa17] Brandner, Reinhard, and al. Cross Laminated Timber (CLT) Diaphragms under Shear : Test Configuration, Properties and Design. 2017.

[Bra18] Reinhard et al. Brandner. Properties, Testing and Design of Cross Laminated Timber : A State-of-the-Art Report by COST Action FP1402/WG 2. 2018.

[bs19] bo sens. Mélamine (resine) | BO Sens. 2019.

[cda19] cdaf. ORIENTATION SYLVICOLE / Guide n° 008 . 2019.

[Cec19] Cecobois. Cecobois | centre d'expertise sur la construction commerciale en bois. 2019.

[CHT18] Loss Cristiano, Afrin Hossain, and Thomas Tannert. Simple Cross-Laminated Timber Shear Connections with Spatially Arranged Screws. 2018.

[CLO95] C. CLOUSTON. The Tsai-Wu Strength Theory for Douglas-fir Laminated Venner. 1995.

[CLT19] CLT. Tout savoir sur le bois lamellé collé. 2019.

[CM19] Charles and Mouysset. Le bois lamellé collé. 2019.

[cmp19] cmpbois. L'analyse du cycle de vie des produits. 2019.

[crd19] crdp. Vocabulaire de l'architecture de la maison alsacienne. 2019.

[Cre69] L. Cremona. Corso di statica grafica. 1868-1869.

[Cul66] C. Culmann. Die graphische statik. 1866.

[Des] Thierry Descamps. Dimensionnement et technologie des structures en bois, introduction à l'Eurocode5.

[dL19] Bois du Limousin. Les essences régionales et leurs usages. 2019.

[Dog19] I. Doghri. Mechanics of composite materials. 2019.

[DS14] Elisabeth Debleser and Jerôme Schumacher. Valorisation du bois hêtre dans la construction. 2014.

[DS18] Henrik Danielsson and Erik Serrano. Cross Laminated Timber at In-Plane Beam Loading – Prediction of Shear Stresses in Crossing Areas. 2018.

[Ene19] EnergiePlus. L'hygroscopicité des matériaux. 2019.

[FGA18] T. Furtmüller, B. Giger, and C. Adam. General Shell Section Properties and Failure Model for Cross-Laminated Timber Obtained by Numerical Homogenization. 2018.

[Fiv12] C. Fivet. Recherche des modalites permettant l'etude des assemblages en bois par manipulationgraphique de champs de contrainte discontinus . mai 2012.

[Gij] R P T. Gijzen. Modular Cross Laminated Timber Buildings.

[GPF11] S. Gagnon, C. Pirvu, and FPInnovations. *CLT : Manuel sur le bois lamellé croisé*. Sylvain Gagnon et Ciprian Pirvu, 2011.

[Han21] R.L. Hankinson. Investigation of crushing strength of spruce at varying angle of grain. 1921.

[Hey08] J. Heyman. Basic structural Theory. 2008.

[hoe19] hoebeek. Epicéa. 2019.

[Hou18] HoutInfo. Hout Info Bois. 2018.

[. J. LHRA07] R. J. . J. L Harris, Timber Research, and Development Association. Manual for the Design of Timber Building Structures to Eurocode 5. 2007.

[Kos09] N. Kostic. Topologie des champs de contraintes pour le dimensionnement des structures en béton armé . 2009.

[KR07] Mansouri Komzari and Hamid Reza. Amélioration des résines Urée-Formaldéhyde et Phénol-Formaldéhyde pour le collage des panneaux à base de bois. 2007.

[Lar] Larousse. Dictionnaire Larousse .

[Lat15a] P. Latteur. LGCIV2043 : Mécanique des Structures. page 43., 2015.

[Lat15b] Pierre Latteur. LGCIV2043 : Structures en bois. page 79., 2015.

[Le 19] Le Bouvet. Aboutage | bois+ le bouvet. 2019.

[Lef18] Sylvain Lefrancomtois. Notions de base de charpente pour L'Air du Bois - Les différents assemblages de charpente. 2018.

[MA19] R. McNeel and ASSOCIATES. Rhinoceros - concevoir,modéliser, présenter, réaliser. 2019.

[Mat19] MathWorks. MathWorks - Makers of MATLAB and Simulink. 2019.

[Max64] J.C Maxwell. On reciprocal figures and diagram of forces. 1864.

[Max70] J.C. Maxwell. On reciprocal figures and diagram of forces. 1870.

[Mes] et Heinrich Kreuzinger. Mestek, Peter. Design of Cross Laminated Timber (CLT).

[MFK11] A. Muttoni, M. Fernandez Ruiz, and N. Kostic. Champs de contraintes et méthode de bielles-et-tirants : Applications dans la conception et le dimensionnement des structures en béton armé. 2011.

[MFN15] A. Muttoni, M. Fernandez Ruiz, and F. Niketic. Design versus assessment of concrete structures using stress field ans strut-and-tie models. 2015.

[Mis17] J-C. Misson. Validation theorique et experimentale d'analyse par champs de contraintes discontinusau sein d'assemblages bois-bois. 2017.

[MN12] N.T. Mascia and E.A. NICOLAS. Evaluation of Tsai-Wu criterion and Hankinson's formula for a Brazilian wood species by comparison with experimental off-axis strength tests. 2012.

[Moo] Werner Guggenberger et Thomas Bogensperger. Moosbrugger, Thomas. Cross-Laminated Timber Wall Segments under Homogeneous Shear — with and without Openings.

[MS07] B.T. Martin and D.H. Sanders. Verification and implementation of strut and tie model in lfrd bridge design specifications. 2007.

[MXL18] He Minjuan, Sun Xiaofeng, and Li Zheng Li. Bending and Compressive Properties of Cross-Laminated Timber (CLT) Panels Made from Canadian Hemlock. 2018.

[NBN02] NBN EN 1990. Nbn en 1990 : Eurocodes structuraux - eurocodes : Bases de calcul des structures. 2002.

[NBN05] NBN EN 1995. Conception et calcul des structures en bois - *Partie 1-1 : Généralité - Règles communes et règles pour les bâtiments..* 2005.

[NBN12] NBN EN 408+A1. Structures en bois- Bois de structures et lamellé-collé- Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques. Edition de 2010-2012. mise à jour de 2012. Norme belge enregistrée. 2012.

[NBN16] NBN EN 338. Bois de structure- classes de résistance. Edition de 2009-2016. mise à jour de 2016. Le contenu de la norme est tiré de la version 2009 tandis que les valeurs numériques proviennent de la mise à jour de 2016. Norme belge enregistrée. 2016.

[NH76] M.P. NIELSEN and L.P. HANSEN. Forelobig Rapport vedrorende Brudbetin-gelse for trae. 1976.

[Poe15] N. Poelvoorde. Validation experimentale d'analyse par champs de contrainte discontinus a noeudsquasi-hydrostatiques au sein d'assemblages bois-bois. 2015.

[pre11] preservart. Le bois et ses dérivés. 2011.

[PSST18] Luca Pozza, Anna Saetta, Marco Savoia, and Diego Talledo. Angle Bracket Connections for CLT Structures : Experimental Characterization and Numerical Modelling. 2018.

[rac17] racinéo. 20170313-ageka-mm-croslam. 2017.

[Red13] J.N.. Reddy. Mécanique des milieux continus - introduction aux principes et applications. 2013.

[ref]

[San] Steven L. Sanders. Behavior of Interlocking Cross-Laminated Timber.

[Sau17] Eric Sauvignet. Clt bois lamellé-croisé. 2017.

[Sol19] Solibois. Caractéristiques mécaniques. 2019.

[SSFT19] A. Santoni, S. Schoenwald, P. Fausti, and H. M. Tröbs. Modelling the Radiation Efficiency of Orthotropic Cross-Laminated Timber Plates with Simply-Supported Boundaries. 2019.

[SSJ87] J. Schlaich, K. Schafer, and M. Jennewein. Toward a consistent design of structural concrete. 1987.

[Sta19a] Stabilame. Le bois, un matériau responsable. 2019.

[Sta19b] Stadthaus. Stadthaus, murray grove housing, london - e-architect. 2019.

[Sto15] StoraEnso. Stiffness matrix for Stora Enso CLT . 2015.

[Tra10] Martin Trautz. Für Nietzsche konstruiert - ein Dach- und Fassadentragwerk ausgeschnitten aus Brettsperrholz. 2010.

[van] T.A.C.M. van Der Put. Failure criterion for timber beams loaded in bending, compression and shear.

[van82] T.A.C.M. van Der Put. A general failure criterion for wood. 1982.

[via19] viagallica. Le douglas vert (pseudotsuga menziesii). 2019.

[WGC03] S. Williamson, N. Gorst, and L. Clarck. Riction in temporary works. 2003.

[Wik19a] Wikipedia. Delamination . 2019.

[Wik19b] Wikipédia. Résine formaldéhyde. 2019.

[ZA80] W. Zalewski and E. Allan. The concept of the flow of forces. 1980.

[ZA98] W. Zalewski and E. Allan. Shaping structures - statics. 1998.

[Zas08] D. Zastavni. La conception chez robert maillart - morphogénèse des structures architecturales. 2008.

[Zas18] D. Zastavni. Licar 1701 – structures architecturales 1 : notions fondamentales et statique graphique. 2018.

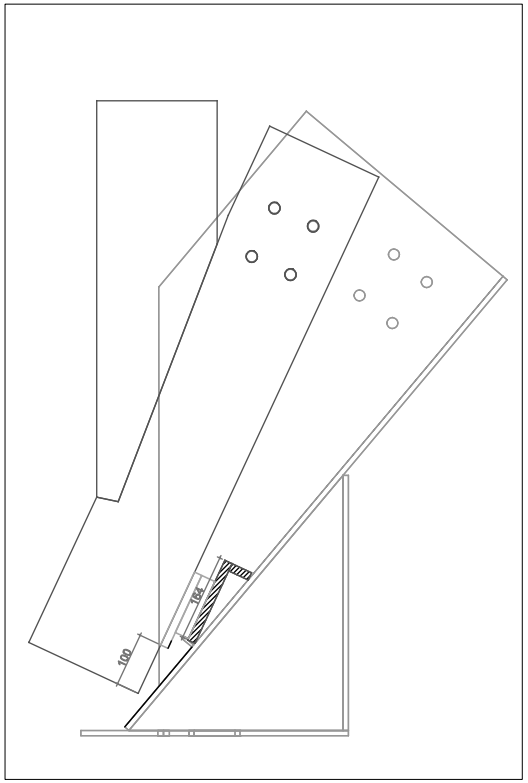
Septième partie

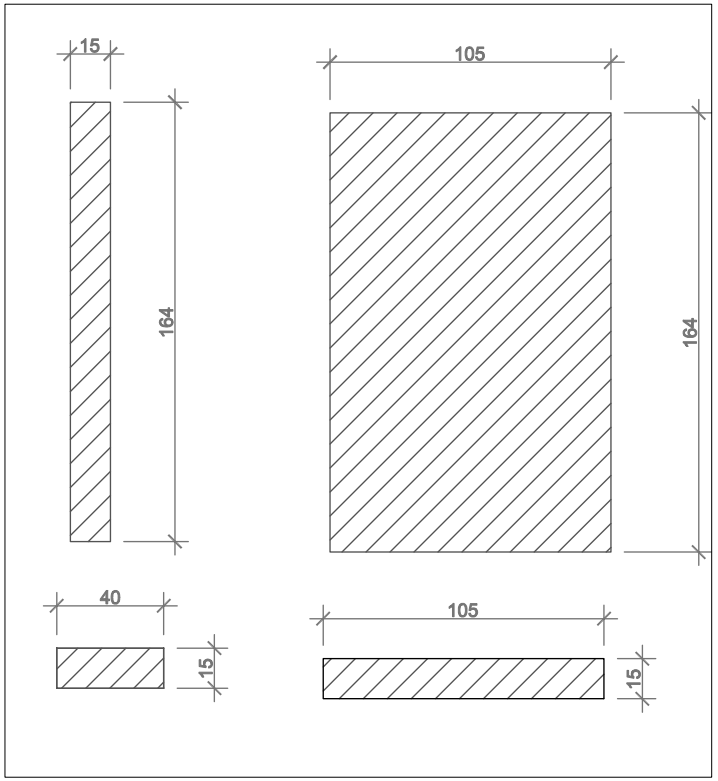
Annexe

Chapitre A

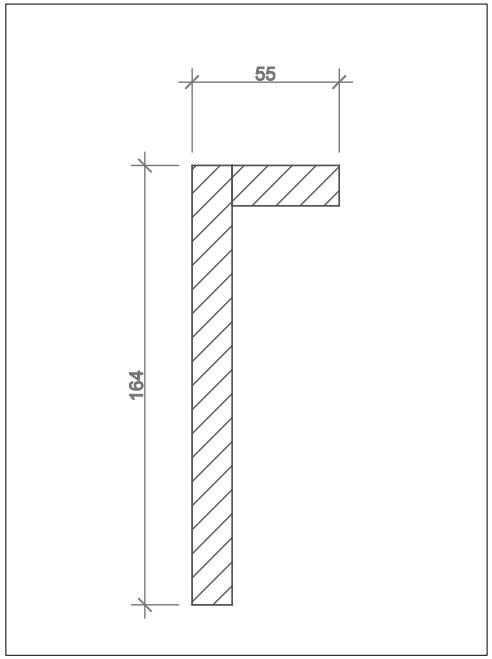
Plans Pièces Métalliques

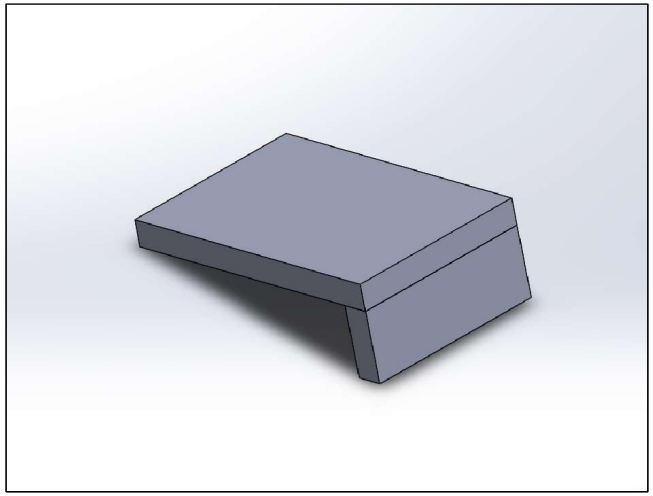
Échelle 1:2





Échelle 1:2





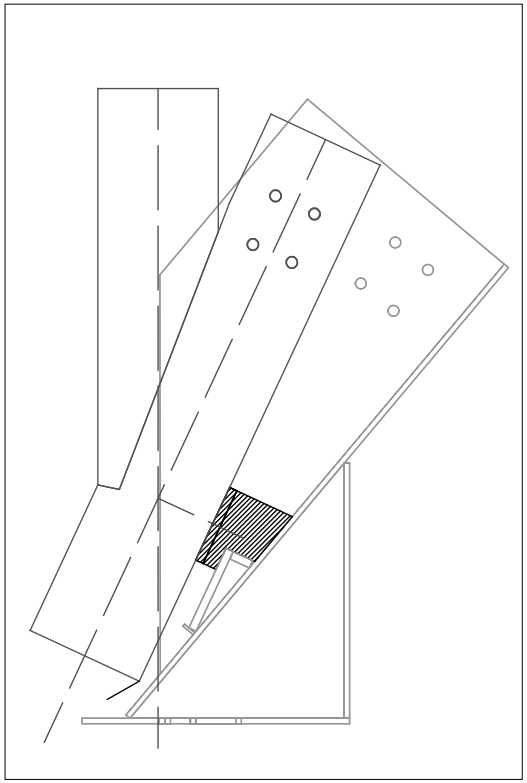
Nom de la pièce:

TFE-ARB/ENT-25°-001

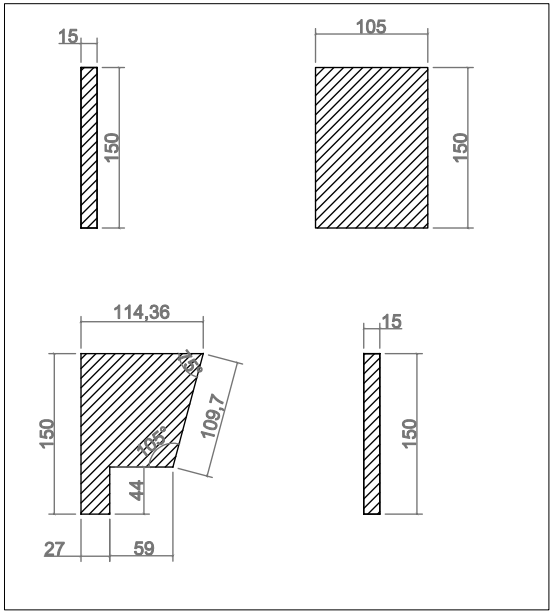
Appui pour un angle de 25°

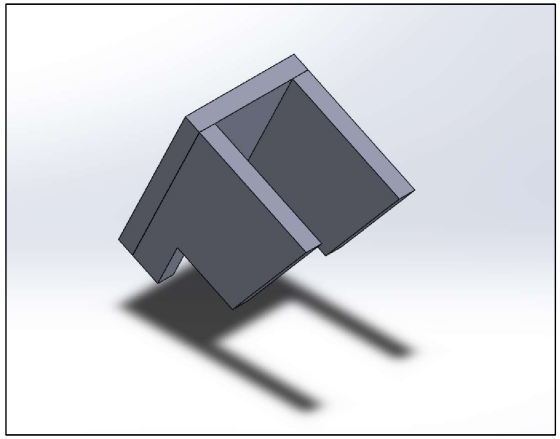
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur

12/12/2018

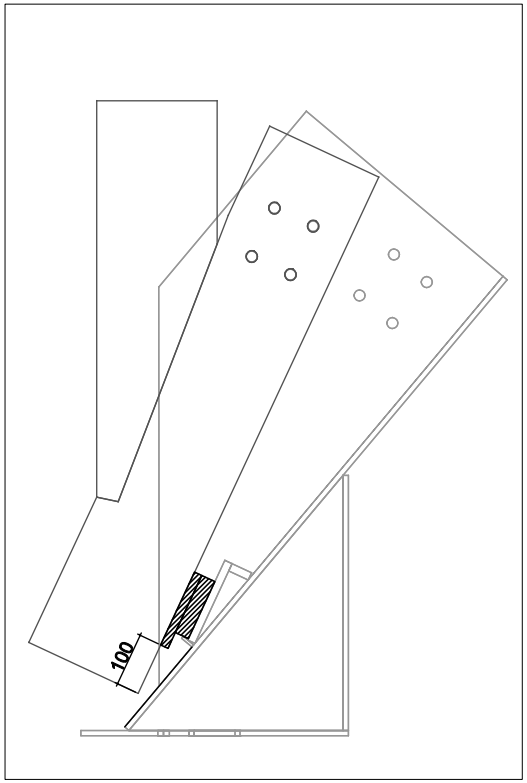


Échelle 1:5

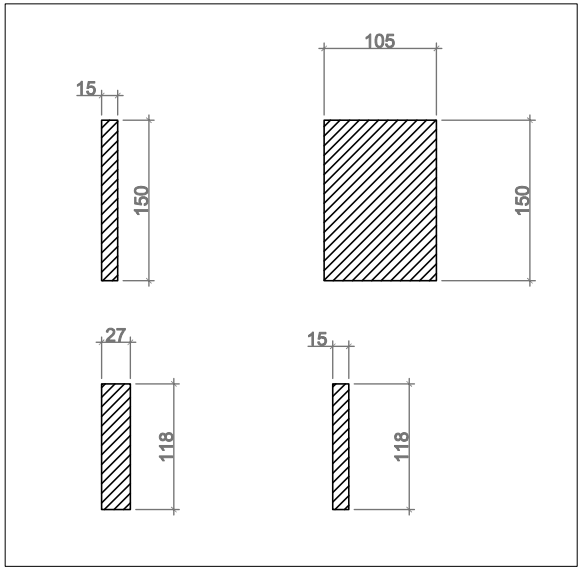




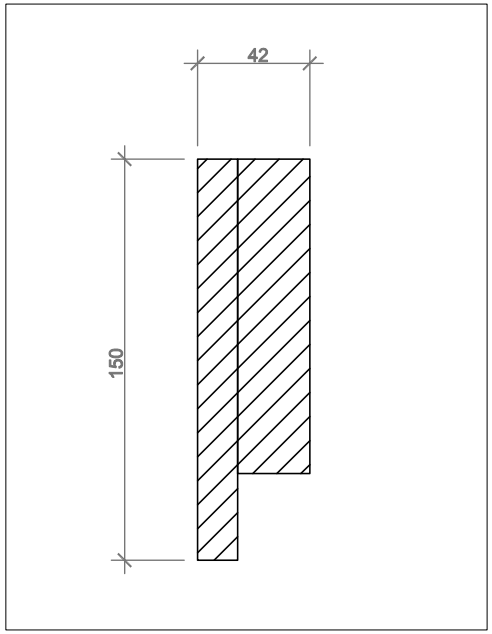
Nom de la pièce:	
TFE-ARB/ENT-25°-003	
Pièce de calage pour axe concourant, angle de 25°	
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur	
12/12/2018	

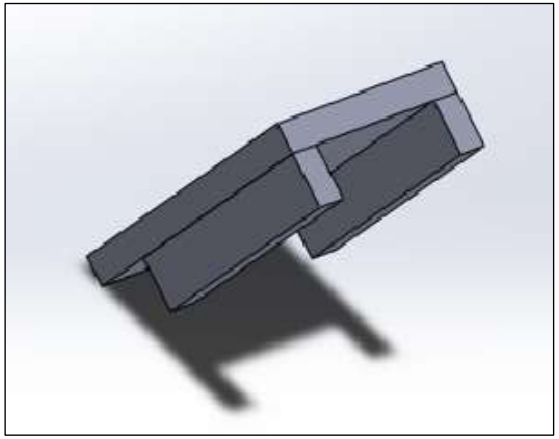


Échelle 1:5

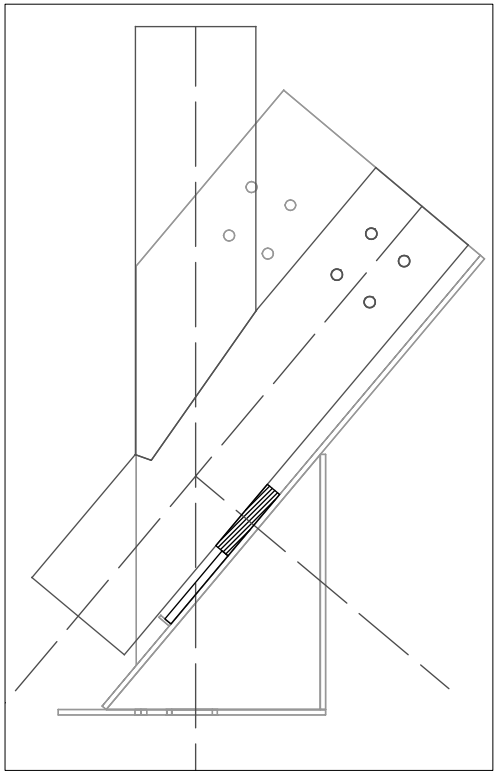


Échelle 1:2

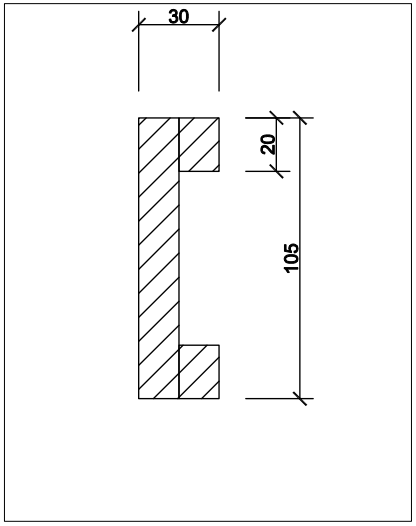




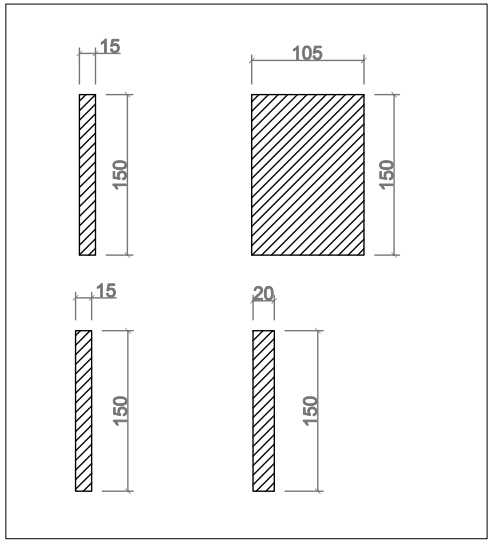
Nom de la pièce:	
TFE-ARB/ENT-25°-002	
Appui pour un angle de 25°	
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur	
12/12/2018	

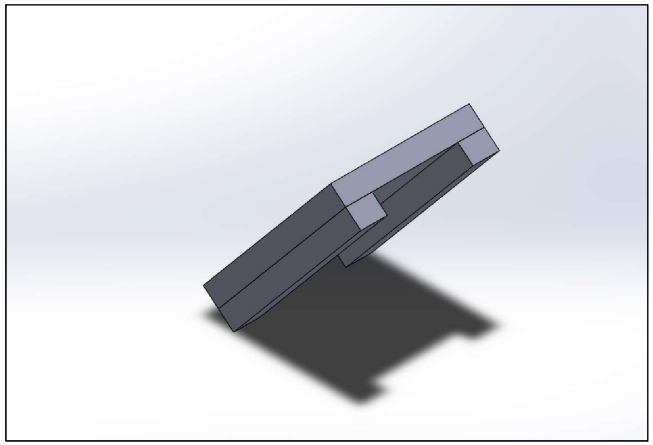


Échelle 1:2



Échelle 1:5





Nom de la pièce:

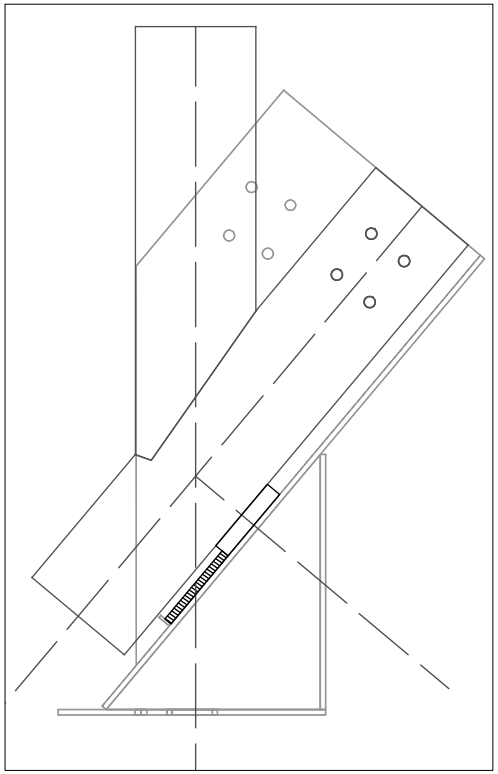
TFE-ARB/ENT-40°-001

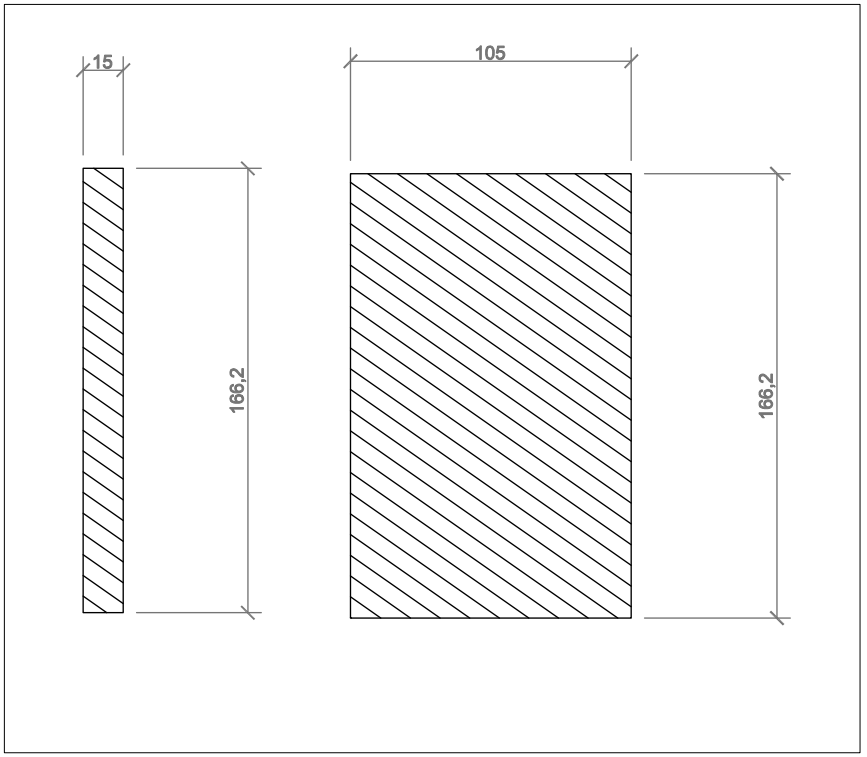
Appui pour un angle de 40°

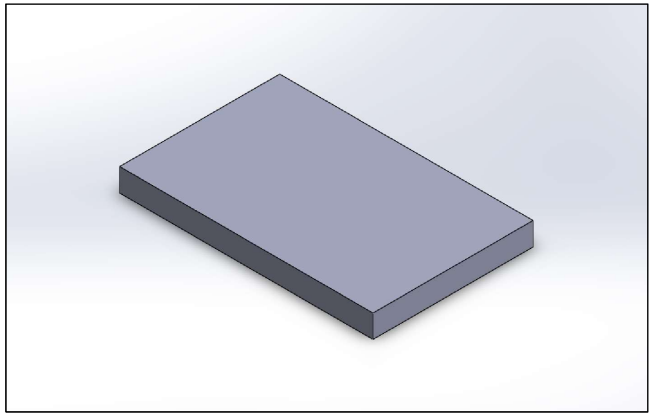
pour appui normal/concourant

Brian Lefèvre & Alexandre Dheur

12/12/2018







Nom de la pièce:

TFE-ARB/ENT-40°-002

Pièce de calage pour un angle de 40°

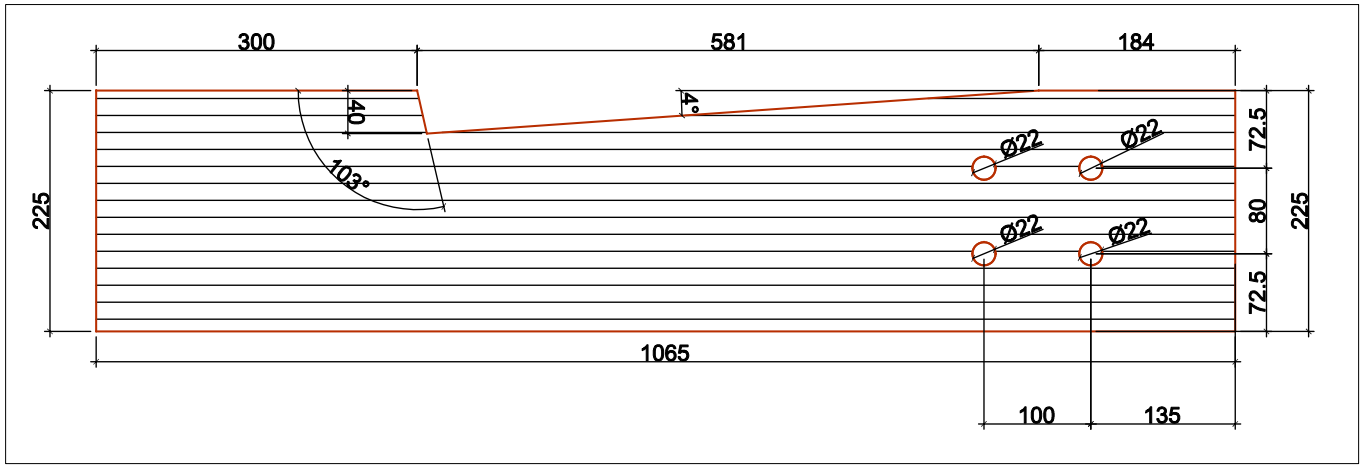
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur

12/12/2018

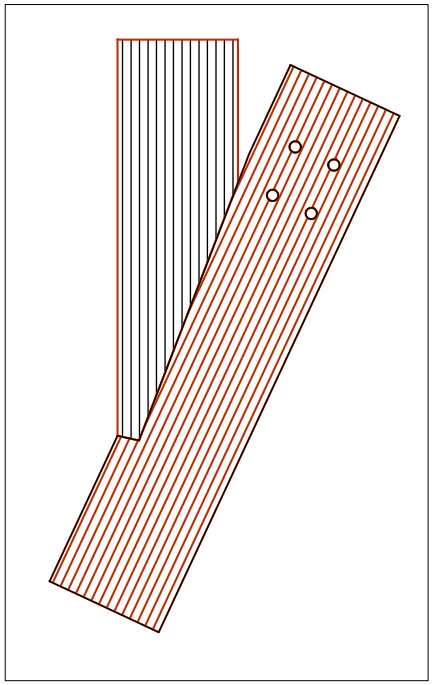
Chapitre B

Plans Poutres

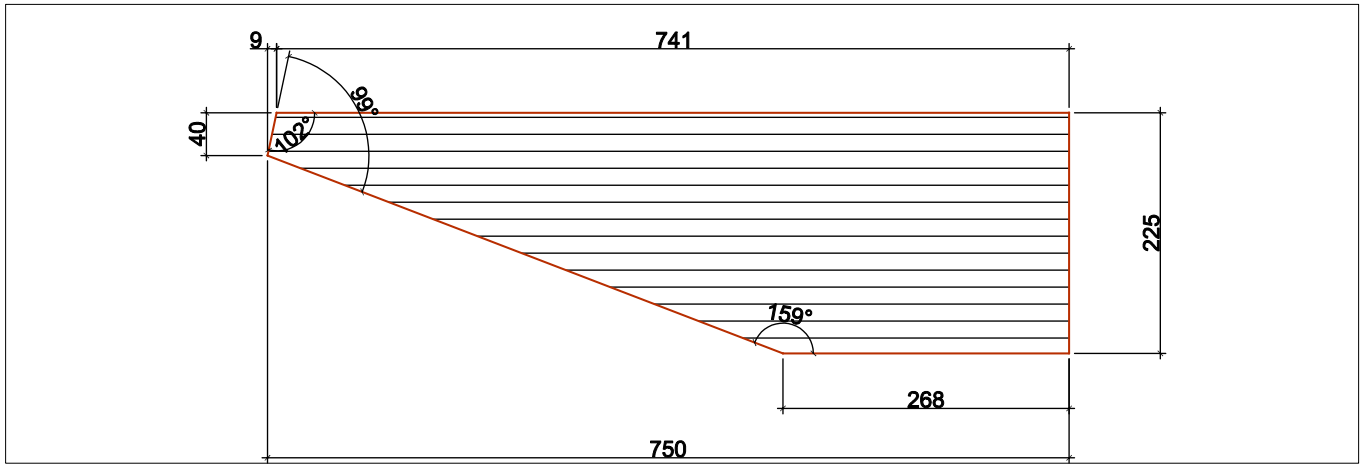
Échelle 1:5



Échelle 1:10



Échelle 1:5



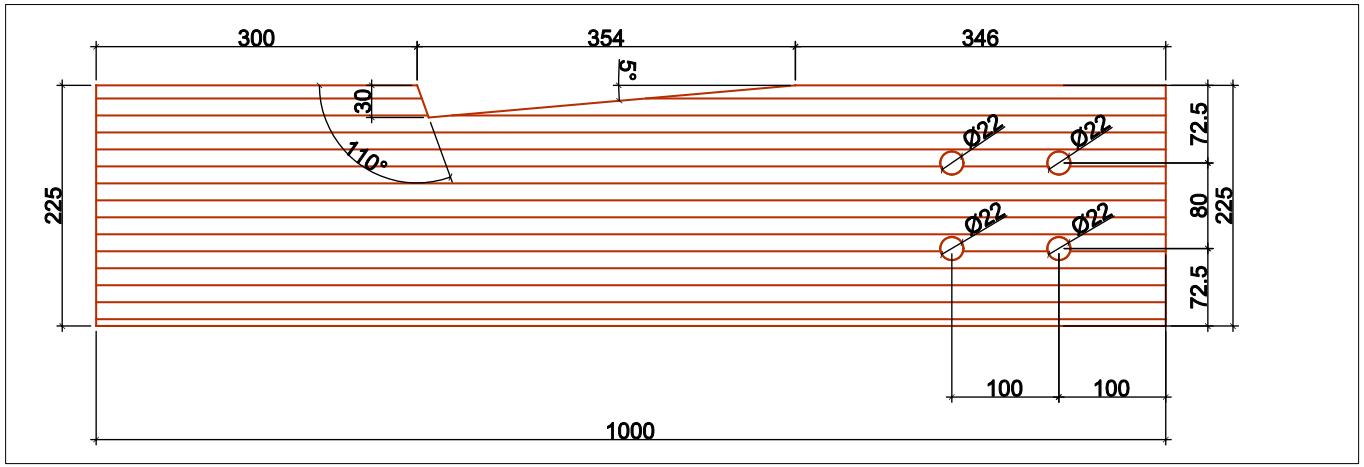
Nom de la pièce:

Assembage bois
pour un angle de 25°

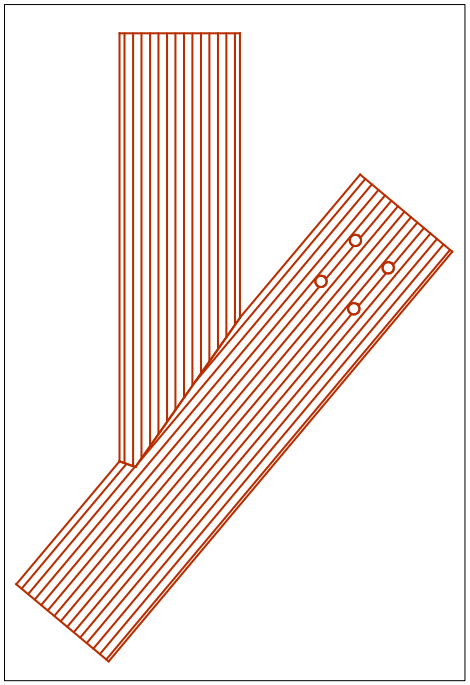
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur

12/12/2018

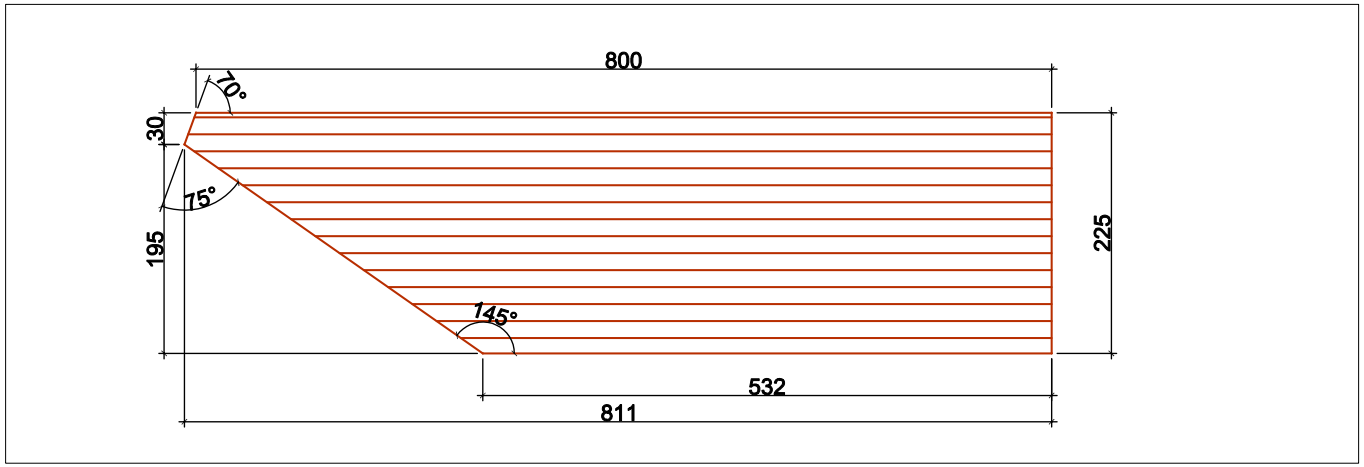
Échelle 1:5



Échelle 1:10



Échelle 1:5



Nom de la pièce:

Assembage bois
pour un angle de 40°

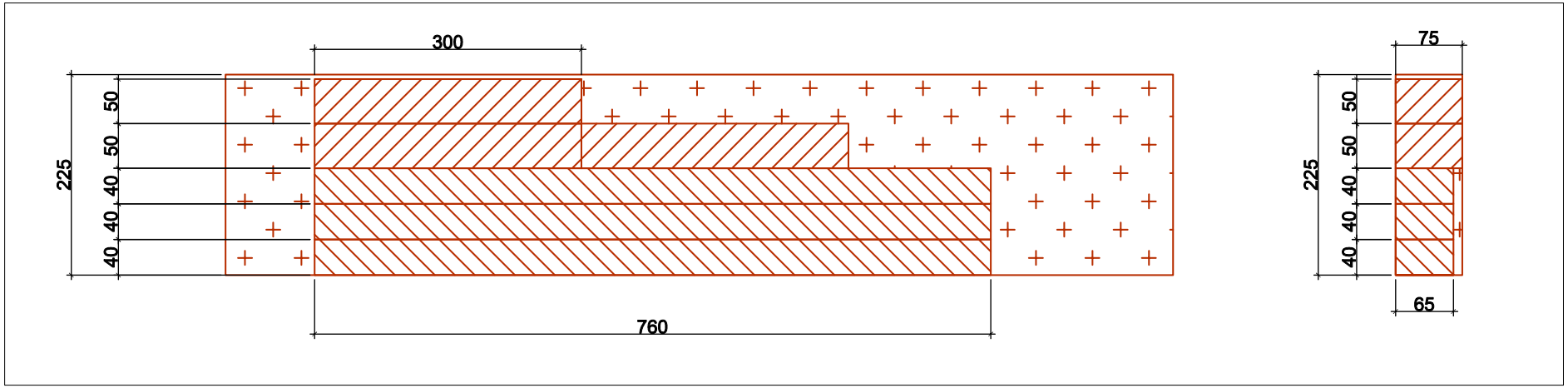
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur

12/12/2018

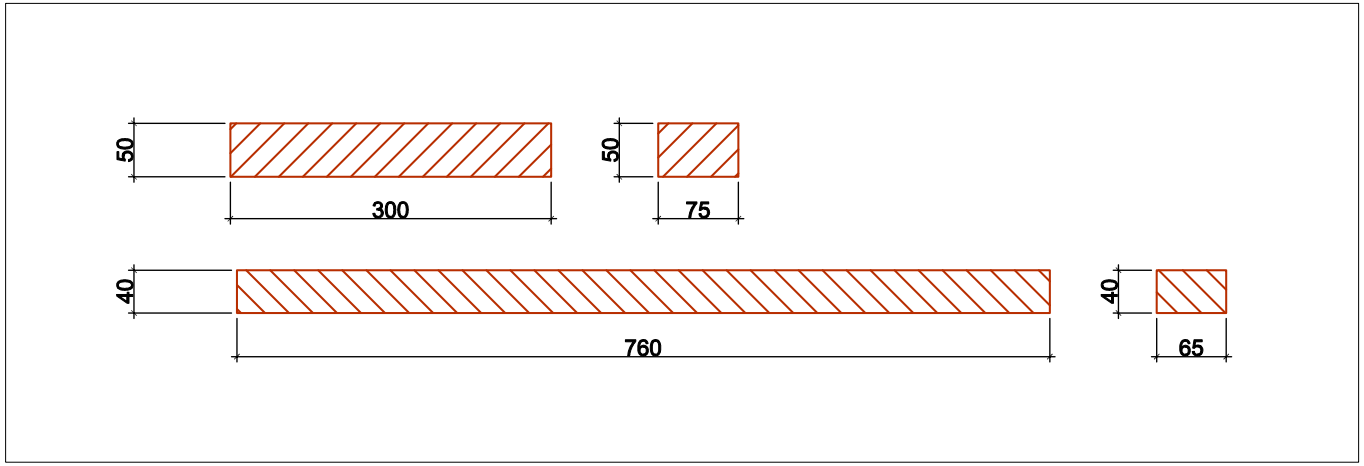
Chapitre C

Plans Caractérisation

Échelle 1:5



Échelle 1:5

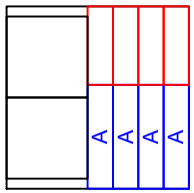


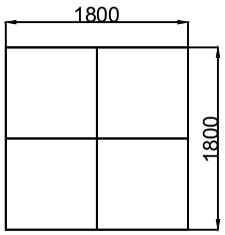
Nom de la pièce:

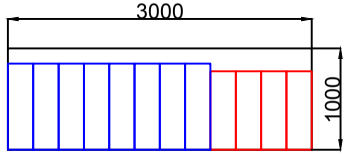
Eléments de caractérisations de la poutre

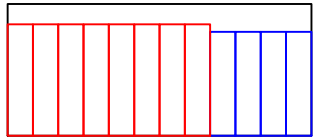
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur

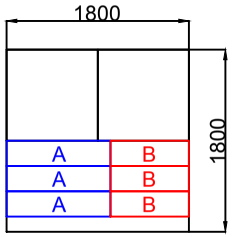
12/12/2018

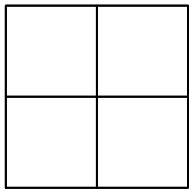


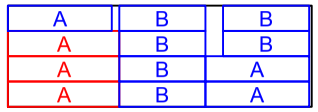


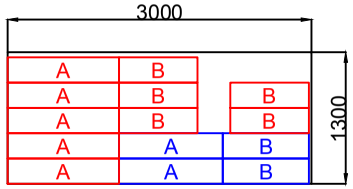












Plan de calpinage du CLT
Brian Lefèvre & Alexandre Dheur
10/05/2019

Chapitre D

Eurocode NBN EN 338

Les données présentent dans ce chapitre, mais plus particulièrement dans la section D.2 sont issues de la norme Européenne NBN EN 338 [[NBN16]]. Cette norme donne, comme vous pouvez le constater dans les tableaux suivants, les valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques (telle que la résistant, la rigidité et la masse volumique) à utiliser dans les calculs de conceptions d'ouvrages en bois et ce pour les différentes classes de feuillus ou résineux. Dans la suite de ce chapitre nous ferons uniquement mention des classes de résineux, car dans le cadre de ce mémoire aucune attention n'a été portée à la famille des feuillus.

D.1 Changement de valeurs caractéristiques à moyennes

Les valeurs caractéristiques ne nous permettent pas une comparaison avec des essais expérimentaux, car ces valeurs sont trop sécuritaires. Pour permettre cette comparaison, il est nécessaire de connaître les valeurs moyennes plutôt que les valeurs caractéristiques présentées dans le tableau dans la section D.2.

Les résultats d'un essai sur un grand nombre d'échantillons tendent vers une distribution normale dont l'équation est donnée à l'équation D.1. Cette distribution est entièrement décrite par les paramètres la moyenne (μ) et l'écart type (σ). Cette distribution permet de connaître le pourcentage d'occurrence d'une certaine résistance sur tous les résultats de l'essai. En intégrant des parties de cette distribution, il est possible de connaître le pourcentage d'échantillon ayant une résistance inférieure (ou supérieure) à une certaine résistance f_*. De cette manière, il est possible de déterminer la valeur caractéristique, qui par définition, est la résistance tel que 5% des éprouvettes ont eu une résistance inférieure à celle-ci (de la même manière pour les valeurs caractéristiques de rigidité). Cette valeur caractéristique peut être calculée grâce à l'équation D.2.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{(x-\mu)}{\sigma}\right)^2} \tag{D.1}$$

$$x_{*,k} = \mu_* - 1.645\sigma_* \tag{D.2}$$

Dans l'équation D.2, le coefficient de 1.645 est un coefficient correspondant au percentile 5%. Ne connaissant pas l'écart type, il ne nous est pas possible de faire l'étape inverse et de connaître la valeur moyenne (μ) connaissant la valeur caractéristique $x_{*,k}$. Il est toute fois possible de le faire en introduisant le coefficient de variation (COV) qui vient lier l'écart type à la valeur moyenne selon la relation D.3. Ces valeurs de COV sont données dans le tableau D.1, tableau provenant du mémoire de Jean-Charles Misson [[Mis17]]. La relation D.2 devient, grâce à l'introduction du COV, l'équation D.4.

$$COV_* = \frac{\sigma_*}{\mu_*} \tag{D.3}$$

Propriété	**COV**
Compression parallèle au fil $f_{c,\parallel}$	18
Compression perpendiculaire au fil $f_{c,\perp}$	28
Traction parallèle au fil $f_{t,\parallel}$	25
Traction perpendiculaire au fil $f_{t,\perp}$	30
Flexion parallèle au fil $f_{m,\parallel}$	16
Cisaillement longitudinal $f_{v,\parallel}$	14
Module d'élasticité parallèle au fil $E_{m,\parallel}$	22

TABLE D.1 – COV pour la conversion des propriétés caractéristiques.

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 1.64 * COV} \tag{D.4}$$

D.2 EN 338

	Classe	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Propriétés de résistance $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$													
Flexion	$f_{m,\|\|,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	25	40	45	50
Traction axiale	$f_{t,\|\|,k}$	7.2	8.5	10.0	11.5	13.0	14.5	16.5	19	22.5	26	30	33.5
Traction transversale	$f_{t,\perp,k}$	0.4											
Compression axiale	$f_{c,\|\|,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression transversale	$f_{c,\perp,k}$	2.0	2.2		2.3	2.4	2.5		2.7		2.8	2.9	3.0
Cisaillement	$f_{v,\|\|,k}$	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0						
Propriétés de rigidité $\left[\frac{kN}{mm^2}\right]$													
Module de Young	$E_{m,\|\|,k}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	8.4	10.1	10.7
Module de cisaillement	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1
Masse volumique $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$													
Masse volumique	ρ_{mean}	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430

D.3 EN 338 en valeurs moyennes

	Classe	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Propriétés de résistance $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$													
Flexion	$f_{m,\parallel}$	18.98	21.69	24.4	27.11	29.83	32.54	36.6	40.67	47.45	54.23	61	67.78
Traction axiale	$f_{t,\parallel}$	12.2	14.4	16.9	19.5	22	24.57	27.97	31.2	38.14	44.08	50.85	56.78
Traction transversale	$f_{t,\perp}$	0.787											
Compression axiale	$f_{c,\parallel}$	22.7	24.12	25.52	26.96	28.38	29.8	31.21	34.05	35.47	38.31	41.15	42.6
Compression transversale	$f_{c,\perp}$	3.7	4.07		4.25	4.44	4.62		4.99		5.18	5.36	5.55
Cisaillement	$f_{v,\parallel}$	3.89	4.15	4.41	4.67	4.93	5.19						
Propriétés de rigidité $\left[\frac{kN}{mm^2}\right]$													
Module de Young	$E_{m,\parallel}$	7.0	8.0	9.0	9.5	10.0	11.0	11.5	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0
Module de cisaillement	G	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1
Masse volumique $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$													
Masse volumique	ρ	350	370	380	400	410	420	430	450	470	480	490	520

Chapitre E

Résultats des essais de caractérisation du bois massif

E.1 Résultat de la masse volumique

Afin d'effectuer la prise de mesure pour les différentes masses de nos échantillons, et étant donné l'approximation de masse que nous avons réalisée sur ceux-ci (pour nous permettre de choisir la balance adéquate), nous nous sommes servis d'une balance numérique . Ensuite, à l'aide d'un pied à coulisse, nous avons pris à 3 reprises les dimensions et établi la moyenne (voir table E.1) pour nous permettre de déterminer le volume, et donc par la suite la masse volumique qui en découle.

Bois	**Largeur**$[mm]$				**Hauteur**$[mm]$			
	1ere prise	**2eme prise**	**3eme prise**	$\bar{X}$	**1ere prise**	**2eme prise**	**3eme prise**	$\bar{X}$
A.7.4	67.23	67.01	66.48	66.906	50.52	50.06	50.01	50.196
A.7.5	66.24	67.65	66.1	66.66	49.39	49.84	49.74	49.65
A.7.6	66.89	67.42	67.51	67.27	49.31	50.4	49.82	49.84
B.4.4	67.6	67.91	67.46	67.65	49.75	49.76	49.42	49.64
B.4.5	68.12	68.37	68.1	68.19	49.68	49.09	49.38	49.38
B.4.6	67.44	68.45	67.55	67.81	49.34	49.87	48.82	49.34
C.1.4	66.79	66.61	66.89	66.76	50.7	50.97	50.01	50.56
C.1.5	66.42	67.52	67.12	67.02	49.5	50.07	49.12	49.56
C.1.6	66.67	66.2	65.59	66.15	50.12	50.67	50.89	50.56

TABLE E.1 – Dimensions des échantillons en Douglas pour les essais de compression.

Bois	$[g]$	$[mm^3]$	$\rho\ [kg/m^3]$
A.7.4	564.53	1001900.37	563.46
A.7.5	540.6	993083.67	544.365
A.7.6	519.65	1005938.15	516.58
B.4.4	599.72	1007610.74	595.189
B.4.5	592.25	1010333.62	586.19
B.4.6	596.18	1003840.77	593.898
C.1.4	619.21	1012666.24	611.465
C.1.5	608.81	996520.38	610.935
C.1.6	616.82	1003413.76	614.72

TABLE E.2 – Valeurs des masses volumiques du Douglas pour les essais de compression.

Bois	**Largeur**$[mm]$				**Hauteur**$[mm]$			
	1ere prise	**2eme prise**	**3eme prise**	$\bar{X}$	**1ere prise**	**2eme prise**	**3eme prise**	$\bar{X}$
A.7.1	65.07	64.86	65.07	65	39.23	39.37	39.31	39.30
A.7.2	64.56	64.88	64.72	64.72	39.44	39.55	39.08	39.35
A.7.3	64.83	65.04	64.82	64.89	39.68	39.53	39.47	39.56
B.4.1	64.81	64.96	64.76	64.84	39.41	39.65	39.62	39.56
B.4.2	64.84	65.32	64.8	64.98	39.33	39.56	39.65	39.51
B.4.3	64.9	64.95	64.81	64.88	39.28	39.55	39.17	39.33
C.1.1	64.81	64.96	64.88	64.88	39.42	39.53	39.4	39.45
C.1.2	64.85	64.99	64.89	64.91	39.54	39.44	39.61	39.53
C.1.3	64.79	64.45	64.92	64.72	39.49	39.61	39.56	39.55

TABLE E.3 – Dimensions des échantillons en Douglas pour les essais de flexion.

Bois	$[g]$	$[mm^3]$	$\rho\ [kg/m^3]$
A.7.1	932.81	1916038	486.84
A.7.2	995.52	1910373	521.63
A.7.3	997.23	1925484	517.91
B.4.1	989.76	1923902	514.45
B.4.2	1001.31	1925880	519.92
B.4.3	1110.12	1914157	579.95
C.1.1	1100.7	1919736	573.36
C.1.2	1100.83	1924419	572.03
C.1.3	1169.41	1919919	609.09

TABLE E.4 – Valeurs des masses volumiques du Douglas pour les essais de flexion.

Échantillon	$\bar{\rho}\ [kN/m^3]$	**Classement de la poutre**
Poutre A	525.13	C50
Poutre B	564.93	C50
Poutre C	598.62	C50

TABLE E.5 – Récapitulatif des masses volumiques et le classement de chaque poutre.

E.2 Résultat des essais de compression du bois massif

Échantillon	**Résistance**$[MPa]$
A.7.4	33.655
A.7.5	41.47
A.7.6	49.03
B.4.4	52.526
B.4.5	52.43
B.4.6	42.93
C.1.4	55.55
C.1.5	59.09
C.1.6	53.21

TABLE E.6 – Résistance en compression et type de rupture .

Échantillon	$\bar{f_{c,m}}$ $[MPa]$	**Classement de la poutre**
Poutre A	41.385	C45
Poutre B	49.29	C50
Poutre C	54.95	C50

TABLE E.7 – Récapitulatif des essais en compression et du classement de chaque poutre.

E.3 Résultat des essais de flexion du bois massif

Échantillon	**Module moyen**$[GPa]$	**Résistance**$[MPa]$
A.7.1	6.19	29.86
A.7.2	10.88	51.14
A.7.3	10.31	38.32
B.4.1	13.86	64.23
B.4.2	10.09	59.20
B.4.3	15.24	62.83
C.1.1	14.86	90.68
C.1.2	14.98	82.45
C.1.3	17.59	79.62

TABLE E.8 – Module moyen et résistance à la flexion .

Échantillon	$\bar{E_m}$ $[GPa]$	Classement intermédiaire de la poutre	$\bar{f_m}$ $[MPa]$	Classement intermédiaire de la poutre
Poutre A	9.13	C35	39.72	C27
Poutre B	13.06	C50	62.08	C45
Poutre C	15.78	C50	84.25	C50

TABLE E.9 – Récapitulatif des essais en flexion et du classement de chaque poutre.

E.4 Récapitulatif des classes de bois

Poutre	**Masse volumique**	**Essai de flexion**	E_m	**Essai de compression**	**Classement de la poutre**
Poutre A	C50	C27	C35	C45	C40
Poutre B	C50	C45	C50	C50	C50
Poutre C	C50	C50	C50	C50	C50

TABLE E.10 – Récapitulatif du classement de chaque poutre.

Chapitre F

Détails et mesures des échantillons d'embrèvements en CLT

Échantillons	Largeur de la planche du pli extérieur		Profondeur de rupture (côté about)		Profondeur du joint de colle		Largeur de planche du plis central [cm]
	Côté gauche [cm]	Côté droit [cm]	Côté gauche [cm]	Côté droit [cm]	Côté gauche [cm]	Côté droit [cm]	
G1	13.4	13.4	4.1	4.1	3.9	4	6.1
G2	15.7	14.5	4	4	3.8	2.3	3.2
G3	7.5	13	2.9	4	2.7	3	11
G4	4.5	4.5	4.5	4.5	8.8	9.2	6.7
G5	2	7.5	/	4	6.4	2.7	11.5
G6	11	2.3	1.7	2.3	1.5	6.5	9.5
G7	7.5	8	/	4.3	2.5	3	9
G8	8	8.3	4	4	3.1	3.4	2.2

TABLE F.1 – Mesures prises sur les embrèvement en CLT avec un angle de 25° après essais.

Échantillons	Largeur de la planche du pli extérieur		Profondeur de rupture (côté about)		Profondeur du joint de colle		Largeur de planche du plis central
	Côté gauche $[cm]$	Côté droit $[cm]$	Côté gauche $[cm]$	Côté droit $[cm]$	Côté gauche $[cm]$	Côté droit $[cm]$	$[cm]$
F1	9.6	9.5	/	3	0.4	0.2	1.5
F2	10.2	2.5	/	2.5	0.4	7	12.1
F3	4.7	22	/	/	0.1	3.2	9.2
F4	9.6	22.5	/	/	0.4	5.2	9
F5	4.7	4.4	/	1.9	0.1	9	1.1
F6	11.2	1	3.1	1	2	7	8.5
F7	3.1	20.5	3.1	/	8.1	4.3	16
F8	0.8	22.5	/	/	5.5	5.7	9.7

TABLE F.2 – Mesures prises sur les embrèvement en CLT avec un angle de 40° après essais.

Chapitre G

Photos des essais de caractérisation



FIGURE G.1 – Essai de flexion



FIGURE G.2 – Préparation du bois pour la flexion *Bois utilisé pour la flexion*



FIGURE G.3 – Pièce métallique permettant de fixer une portée de 18h *Portée 18h*



FIGURE G.4 – Pièce métallique permettant une portée de 6h *Portée 6h*

Cette pièce permet d'éviter de venir poinçonner le bois.

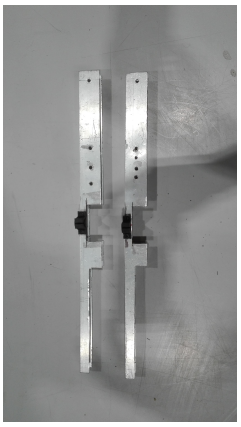


FIGURE G.5 – Pièce métallique permettant une portée de 6h *Portée 6h*

Chapitre H

Fiche technique des composants du CLT

UBAtc
Union belge pour l'Agrément technique de la Construction asbl
rue du Lombard, 42
B-1000 Bruxelles
http://www.ubatc.be

Membre de l'EOTA et de l'UEAtc
Tél. +32 (0)2 716 44 12
Fax +32 (0)2 725 32 12
info@ubatc.be

Agrément Technique ATG avec Certification

ATG 12/2890

BOIS - ASSEMBLAGES POUR BOIS

KAURAMIN 690 / 1690

Valable du 24/07/2012
au 23/07/2015

Opérateur d'agrément et de certification

Centre Technique de l'Industrie du Bois
Allée Hof ter Vleest, 3
B-1070 Bruxelles
www.ctib-tchn.be - info@ctib-tchn.be

Titulaire d'agrément:
BASF SE
Fa. Türmerleim GmbH
D 67056 LUDWIGSHAFEN
Tel.: +49 621 5610700
Fax.: +49 621 5610712
Site Web: http://www.
E-mail: info@tuermerleim.com

1 Objet et portée de l'agrément technique

Cet agrément technique concerne une évaluation favorable par un opérateur d'agrément indépendant désigné par l'UBAtc asbl du produit ou du système pour une application déterminée. Le résultat de cette évaluation est décrit dans ce texte d'agrément. Dans ce texte, le produit ou les produits utilisés dans le système sont identifiés et les performances attendues du produit sont déterminées en supposant une mise en œuvre, une utilisation et une maintenance du produit (des produits) ou du système conformes à ce qui est décrit dans le texte d'agrément.

L'agrément technique comprend un suivi régulier et une adaptation à l'état de la technique lorsque ces modifications sont pertinentes. Il est soumis à une révision triennale.

Le maintien en vigueur de l'agrément technique exige que le fabricant puisse en permanence apporter la preuve qu'il prend les dispositions nécessaires afin que les performances décrites dans l'agrément soient atteintes. Le suivi de ces activités est essentiel pour la confiance dans la conformité à cet agrément technique. Ce suivi est confié à un opérateur de certification désigné par l'UBAtc.

Le caractère continu des contrôles et l'interprétation statistique des résultats de contrôle permettent à la certification qui s'y rapporte d'atteindre un niveau de fiabilité élevé.

L'agrément, ainsi que la certification de la conformité à l'agrément, sont indépendants des travaux effectués individuellement. L'entrepreneur et le prescripteur demeurent entièrement responsables de la conformité de la mise en œuvre aux dispositions du cahier des charges.

2 Objet

Le système résine KAURAMIN 690 (liquide) / durcisseur 1690 (liquide) couvert par cet agrément constitue un mélange adhésif utilisable pour la fabrication industrielle à froid de structures portantes en bois.

Cet adhésif satisfait aux exigences du type I selon NBN EN 301.

3 Caractéristiques du système

Le système KAURAMIN 690/1690 est une résine mélamine-urée-formaldéhyde (MUF) présentée en deux composants dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 1 - Caractéristiques des deux composants

Caractéristiques	Unités	Résine 690 liquide	Durcisseur 1690 liquide
État physique, couleur	-	liquide couleur crème	liquide blanc
Teneur en extrait sec	%	≈ 68,5%	≈ 38%
Viscosité Brookfield @ 25°C	mPa.s	2.000 – 4.000	2.500 - 4.500
Masse volumique @ 25°C	kg/dm³	≈ 1,37	≈ 1,06
pH	-	9 – 10,5	1 - 2

La résine KAURAMIN 690 et le durcisseur 1690 doivent être conservés dans leurs emballages d'origine fermés, à l'abri du gel.

Dans ces conditions, et pour autant que la température soit comprise 20°C, la durée de conservation du durcisseur est d'au moins 3 mois.

4 Performances du système

La résine KAURAMIN 690 utilisée en combinaison avec le durcisseur 1690 satisfait aux exigences fixées par la norme NBN EN 301 pour les adhésifs de type I et de type II.

5 Conditions de mise en œuvre

La température de l'air dans l'atelier de production doit être d'au moins 15°C[1].

Les conditions de mise en œuvre pendant la prise de l'adhésif dépendent de la température (Tableau 2).

Tableau 2 - Conditions mise en œuvre

Température du bois :	> 18°C	≥15°C – 18°C
Température de l'air [°C]	≥ 20[1]	≥ 25[1]
Humidité de l'air [%]	30[1] - 75[1]	
Humidité des bois [%]	8[1] - 15[1]	

5.1 Préparation du mélange collant

5.1.1 Collage à plat

Le mélange collant est constitué de 100 parties pondérales de la résine KAURAMIN 690 et de 20 à 100 parties pondérales du durcisseur 1690.

Le durcisseur 1690 est incorporé progressivement dans la résine KAURAMIN 690 en agitant le mélange jusqu'à obtenir un mélange complètement homogène.

La durée d'utilisation ("potlife") du mélange collant est donnée au tableau ci-dessous pour une température de 20°C et une humidité relative de l'air de 65% :

Tableau 3 - Durée d'utilisation du mélange collant

KAURAMIN 690 / KAURAMIN 1690	100 + 10	30	50	80	100
Utilisation du mélange	120'	50'	31'	18'	16'

La résine et le durcisseur peuvent être aussi appliqués séparément à l'aide d'un équipement adapté (par exemple une encolleuse de la série BTN). Dans ce cas, les joints auront une épaisseur maximale de 0,3 mm.

5.2 Encollage

5.2.1 Spécifications générales

Les bois à coller doivent présenter une surface plane, propre, fraîchement préparée. La tolérance de rabotage des éléments à coller ne peut excéder ± 0,2 mm[1]. L'intervalle entre la préparation des supports (rabotage ou ponçage) et le collage ne peut excéder 24 heures[1]. Le taux d'humidité des bois est vérifié avant l'encollage et se situe entre 6% et 15%. L'écart présenté par les deux surfaces à assembler ne peut excéder 4%[1].

Le mélange collant résine KAURAMIN 690 / durcisseur 1690 est destiné à la production de joints minces (≤ 0,3 mm).

5.2.2 Grammage

Le grammage appliqué est d'environ 340 - 440 g/m². Un grammage plus faible est possible moyennant accord préalable du producteur de colle.

5.2.3 Temps d'assemblage

La durée séparant l'encollage des bois de leur mise en contact (temps d'assemblage ouvert) doit être le plus bref possible. La durée séparant la mise en contact de ces bois immédiatement après encollage et la mise sous serrage (temps d'assemblage fermé) dépend de la quantité de colle appliquée, de l'humidité relative de l'air et de la température de l'air et du bois, et de la proportion de durcisseur. Le temps d'assemblage est raccourci par une humidité de l'air plus faible ainsi que par une température de l'air ou du bois plus élevée.

Tableau 4 - Temps d'assemblage total pour un grammage de 400 g/m² en application en mélange

KAURAMIN 690 / KAURAMIN 1690	100 + 10	30	50	80	100
Temps à 20°C/65%	145'	100'	75'	45'	25'
Temps à 30°C/40%	65'	44'	31'	18'	10'

Tableau 5 - Temps d'assemblage total pour un grammage de 400 g/m² en application séparée

KAURAMIN 690 / KAURAMIN 1690	100 + 20	30	50	80	100
Temps à 20°C/65%	115'	100'	75'	45'	25'
Temps à 30°C/40%	55'	44'	31'	18'	10'

5.3 Serrage

La pression est destinée à maintenir le contact entre les surfaces à assembler. Sa valeur est généralement comprise entre 0,7 et 0,9 MPa pour les bois résineux et est d'environ 1,2 MPa pour les bois feuillus ; elle et dépend de la planéité des surfaces et de la rigidité des lamelles.

[1] Conditions imposées par la norme NBN EN 386

La durée de serrage dépend principalement de la température à laquelle est maintenu le joint de colle ; celle-ci ne peut en aucun cas être inférieure à 20°C. L'humidité de l'air ne peut descendre sous 30%[1]. Valeurs adaptées pour une humidité moyenne du bois de 10% (8%-12%) et des joints minces (≈ 0,1 mm) :

Tableau 6 - Durée de serrage minimale selon la température pour une application en mélange

KAURAMIN 690 KAURAMIN 1690	10	100 + 20	100
Durée minimale à 20°C	14 h45	6 h30	4 h
Durée minimale à 30°C	4 h45	2 h30	1 h45

Tableau 7 - Durée de serrage minimale selon la température pour une application séparée

KAURAMIN 690 KAURAMIN 1690	20	30	100 + 50	80	100
Durée minimale à 20°C	180'	155'	120'	100'	90'
Durée minimale à 30°C	90'	75'	60'	50'	45'

Ces durées peuvent être augmentées pour le collage d'éléments sous contraintes ou de bois humides.

Ces durées peuvent être abaissées en optimisant certains paramètres, moyennant accord préalable du producteur de colle.

5.4 Stabilisation

Le bois peut être usiné après la période de serrage prescrite. Dans des conditions normales, le durcissement complet des joints collés sera obtenu après 3 jours. . Si la température durant le serrage est supérieure à 20°C, le temps de durcissement peut être raccourci moyennant accord préalable du producteur de colle

6 Gestion de la qualité du procédé

Le producteur de structures en bois collé mettant l'adhésif en œuvre doit disposer du personnel compétent pour assurer une production de qualité. Un responsable de la qualité est chargé d'exercer un contrôle continu de la qualité de la production s'appuyant sur les prescriptions des normes NBN EN 385 et NBN EN 386 ; la description de l'organisation de ce contrôle interne fait partie de la convention de contrôle externe de l'entreprise.

L'efficacité de ce contrôle interne est vérifiée périodiquement par un organisme indépendant accrédité ; la fréquence et le protocole de ces vérifications font parties de la convention de contrôle externe de l'entreprise.

Le climat des locaux de production fait l'objet d'une régulation appropriée afin de rencontrer les exigences de production décrites au point 5.

7 Conditions

A. Seule l'entreprise mentionnée sur la page de garde comme étant titulaire de l'ATG ainsi que l'entreprise / les entreprises qui commercialise(nt) le produit peuvent bénéficier de cet agrément et peuvent le faire valoir.

B. Cet agrément technique se rapporte uniquement au produit ou au système dont la dénomination commerciale est mentionnée sur la page de garde. Les titulaires d'agrément technique ne peuvent pas faire usage du nom de l'UBAtc, de son logo, de la marque ATG, du texte d'agrément ou du numéro d'agrément pour revendiquer des évaluations de produits ou de systèmes qui ne sont pas conformes à l'agrément technique, ni pour des produits et/ou des systèmes et/ou des propriétés ou caractéristiques ne constituant pas l'objet de l'agrément.

C. Les informations qui sont mises, de quelque manière que ce soit, à disposition des utilisateurs (potentiels) du produit traité dans l'agrément technique (p.ex. maîtres d'ouvrages, entrepreneurs, prescripteurs,…) par le titulaire de l'agrément ou par ses installateurs désignées et/ou reconnus ne peuvent pas être en contradiction avec le contenu du texte d'agrément, ni avec les informations auxquelles il est fait référence dans le texte d'agrément.

D. Les titulaires d'un agrément techniques sont tenus de toujours préalablement faire connaître à l'UBAtc et à l'opérateur de certification, désigné par l'UBAtc, les adaptations éventuelles apportées aux matières premières, aux produits, aux directives de traitement, aux processus de production et de traitement et/ou à l'équipement, afin que ceux-ci puissent évaluer si l'agrément technique doit être adapté.

E. Les droits d'auteur appartiennent à l'UBAtc.

L'UBAtc asbl est un organisme d'agrément, membre de l'Union Européenne pour l'Agrément technique dans la construction (UEAtc, voir www.ueatc.com) et notifié par le SPF Economie dans le cadre de la Directive 89/106/CEE et est membre de l'Organisation Européenne pour L'Agrément Technique (EOTA - voir www.eota.eu). Les opérateurs de certification désignés par l'UBAtc asbl fonctionnent suivant un système pouvant être accrédité par BELAC (www.belac.be).

Cet agrément technique est publié par l'UBAtc, sous la responsabilité de l'opérateur d'agrément CTIB-TCHN, et sur base d'un avis favorable du Groupe Spécialisé "Bois", délivré le 15 novembre 2011.

D'autre part, l'opérateur de certification CTIB-TCHN déclare que la production répond aux conditions de certification et qu'un contrat de certification a été signé par le titulaire de l'agrément.

Date de publication : 24 juillet 2012

Pour l'UBAtc, garant de la validité du processus d'agrément

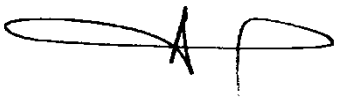


Peter Wouters, directeur



Benny De Blaere, directeur

Pour l'opérateur d'agrément et de certification



Alain Grosfils, directeur

Cet agrément technique reste valable, à supposer que le produit, sa fabrication et tous les processus pertinents en relation :

- soient entretenus, de sorte qu'au moins les niveaux de performance tels que déterminés dans cet agrément soient atteints
- soient soumis aux contrôle permanent par l'opérateur de certification et que celui-ci confirme que la certification reste valable.

Lorsqu'il est fait défaut à ces conditions, l'agrément technique sera suspendu ou retiré et le texte d'agrément sera supprimé du site internet de l'UBAtc.

Le contrôle de la validité de ce texte d'agrément et la consultation de sa dernière version peuvent se faire via le site internet de l'UBAtc (www.ubatc.be) ou en prenant directement contact avec le secrétariat de l'UBAtc.

FCBA

INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Bordeaux, le 18 Juillet 2013

TÜRMERLEIM
M. Marcel LEDER

Dornacherstrasse 16
CH-4008 Basel

Notre réf. : LBO/GL/403/13/321

Dossier suivi par : *Guillaume LEGRAND* ☎ *00.33.5 56 43 64 48*
Fax 00.33.5 56 43 64 86

Objet :CLASSIFICATION C4 SELON LA NORME NF EN 12765 DE L'ADHESIF POUR BOIS : KAURAMIN 690 / KAURAMIN 1690

Monsieur,

L'adhésif Mélamine Urée Formol bi-composants Kauramin 690 / Kauramin 1690 fait l'objet d'une classification Type I selon la norme NF EN 301 établie par le FCBA :

Sur la base du rapport de classification suivant :

- LBO/GL/MP/403/08/686 du 10 Décembre 2008

Pour les modes d'application et les compositions pondérales suivantes :

- Application en mélange, compositions pondérales comprises entre 100/10 et 100/100
- Application séparée, compositions pondérales comprises entre 100/20 et 100/100

Je confirme officiellement par la présente que cette classification Type I couvre également les exigences de la norme NF EN 12765 pour la classification C4.

Je vous prie d'agréer, Monsieur, mes sincères salutations.

Guillaume LEGRAND

Expert Validation Colles

Siège social
10, avenue de Saint-Mandé
75012 Paris
Tél +33 (0)1 40 19 49 19
Fax +33 (0)1 43 40 85 65

Bordeaux
Allée de Boutaut - BP 227
33028 Bordeaux Cedex
Tél +33 (0)5 56 43 63 00
Fax +33 (0)5 56 43 64 80

www.fcba.fr

Siret 775 680 903 00017
APE 731 Z
Code TVA CEE : FR 14 775 680 903

Fiche technique
Rév. 1.1

türmerleim
Experience in Adhesives

® = marque déposée de BASF SE

Colle Kauramin® 690 liquide avec Durcisseur Kauramin® 1690 liquide

Désignation selon EN301 :2013

EN301–I–90 – GP–0.6–M – GP–0.3–S – FJ–0.1–S

EN301-I-90	Type de colle 1, température d'essai maximale 90 °C
GP-0.6-M	Pour toute application en mélange avec une épaisseur de joint de 0,6 mm maximum (collage de surface et collage par aboutage)
GP-0.3-S	Pour toute application séparée pour le collage de surfaces avec une épaisseur de joint de 0,3 mm maximum
FJ-0.1-S	Pour l'aboutage avec application séparée avec une épaisseur de joint de 0,1 mm maximum

La Colle Kauramin 690 liquide est la solution aqueuse d'un condensat de mélamine-urée-formol destinée pour le collage de charpente lamellé-collé. Le mélange collant donne des joints bien remplis qui résistent à la chaleur et aux intempéries ainsi qu'à l'eau bouillante.

Le système de Colle Kauramin 690 liquide avec le Durcisseur Kauramin 1690 liquide a été contrôlé et approuvé conformément aux normes EN 301 et EN 302 pour la fabrication de constructions en bois collé par les instituts suivants :

- MPA de l'université de Stuttgart (institut Otto-Graf) pour l'Allemagne, et aussi selon DIN 68 141 et pour les constructions spéciales
- NLN (Nordisc Limtrenemnd) pour les pays nordiques
- HFA (Holzforschung Austria) pour l'Autriche
- KOMO pour les Pays-Bas
- FCBA Institut Technologique pour la France

Le système de Colle Kauramin 690 liquide avec le Durcisseur Kauramin 1690 liquide est ainsi conforme à la norme EN 301 des types de colle I et est adapté pour la fabrication de constructions en bois lamellé-collé portant le symbole CE d'après la norme EN 14080 : 2013.

Les collages remplissent les exigences de la catégorie d'émission de formaldéhyde E1 conformément à la norme EN 14080 : 2013, annexe A.

La colle et le durcisseur peuvent être utilisés dans une grande variation de dosage en application séparée ou mélangée.

Türmerleim GmbH
Arnulfstraße 43
D-67061 Ludwigshafen
Partenaire commercial de BASF SE

Tel. +49 (0) 621 561070
Fax +49 (0) 621 56107122
info@tuermerleim.de
www.tuermerleim.de

Türmerleim AG
Hauptstr. 15
CH –4102 Binningen

Tel. +41 (0) 61 2712166
Fax +41 (0) 61 2712174
info@tuermerleim.ch
www.tuermerleim.ch

Sommaire

1.	**Caractéristiques chimiques**	**3**
2.	**Classification et étiquetage selon les réglementations CE**	**3**
3.	**Spécifications du produit**	**3**
4.	**Conseil d'utilisation**	**3**
5.	**Conseil d'utilisation pour l'application séparée**	**4**
5.1	Application séparée	4
5.2	Temps d'assemblage	4
5.3	Temps de serrage (application séparée)	5
5.4	Aboutage (application séparée)	6
6.	**Conseil d'utilisation en application mélangée**	**7**
6.1	Durée de vie du mélange collant	7
6.2	Temps d'assemblage ouvert (application mélangée)	8
6.3	Temps de serrage (application mélangée)	8
6.4	Collage par aboutage (application mélangée)	10
7.	**Remarques générales**	**11**
7.1	Stockage	11
7.2	Application de colle sur des lamelles imprégnées	11
7.3	Poutres cintrées	12
7.4	Fabrication de bois Lamellé Collé conformément à la norme JAS	12
7.5	Pression de serrage	12
7.6	Humidité du bois	12
7.7	Température de durcissement	12
7.8	Collage haute fréquence et micro-ondes	12
7.9	Temps de post-durcissement	12
7.10	Essences de bois	12
7.11	Bois difficiles à coller	13
7.12	Nettoyage	13
7.13	Sécurité	13
8.	**À noter**	**13**

Tableaux

Tableau 1: Temps d'assemblage application séparée pour 400 g/m²	4
Tableau 2: Temps de serrage application séparée pour 325 g/m²	5
Tableau 3: Temps de serrage application séparée pour 250 g/m²	5
Tableau 4: Temps de serrage du collage par aboutage (application séparée)	6
Tableau 5: Ajout de couleur et/ou d'eau pour application séparée	6
Tableau 6: Durée d'utilisation (application mélangée)	7
Tableau 7: Temps d'assemblage ouvert (application mélangée) 400 g/m²	8
Tableau 8: Temps de serrage joint 0,3 mm (application mélangée) 400 g/m²	8
Tableau 9: Temps de serrage joint 0,1mm (application mélangée) 325 g/m²	9
Tableau 10: Temps de serrage pour 250 g/m² application mélangée	9
Tableau 11: Temps de serrage collage par aboutage (application mélangée)	10
Tableau 12: Ajout de couleur et/ou d'eau pour collage par aboutage application mélangée	10
Tableau 13: Propriétés de stockage	11
Tableau 14: Temps d'assemblage minimum pour le collage de lamelles imprégnées	11

1. Caractéristiques chimiques

Colle Kauramin 690 liquide

Solution aqueuse d'un condensat de mélamine-urée-formol.

Durcisseur Kauramin 1690 liquide

Produit à base d'une solution aqueuse d'acide formique

2. Classification et étiquetage selon les réglementations CE

Colle Kauramin 690 liquide

Classification	WGK 1
Désignation	Xi – irritant

Durcisseur Kauramin 1690 liquide

Classification	WGK 1
Désignation	Xi – irritant

3. Spécifications du produit

(valeurs mesurées lors du conditionnement en usine)

Colle Kauramin 690 liquide

Aspect[1)]	couleur crème	
Extrait sec[2)]	68,5 ± 1 %	ISO 3251
pH à 20 °C	9 – 10,5	ISO 976
Viscosité à 20 °C	2000 – 4000 mPa·s	ISO 3219-B
Densité	env. 1,28 g/cm³	ISO 2811-3

Durcisseur Kauramin 1690 liquide

Aspect[1)]	blanc	
Extrait sec[2)]	38 ± 1 %	
pH à 20 °C	1 – 2	ISO 976
Viscosité à 20 °C	2000 – 4500 mPa·s	ISO 3219-B
Densité	env. 1,06 g/cm³	ISO 2811-3

L'utilisation du produit doit être régulièrement vérifiée pendant le stockage, par contrôle de la viscosité et de la température.

4. Conseil d'utilisation

La Colle Kauramin 690 liquide avec le Durcisseur Kauramin 1690 liquide est un système de collage universel pour la fabrication de charpente lamellé collé portante, conformément à la norme DIN 1052 ou EN 14080 : 2013. Vous pouvez l'utiliser aussi bien dans un procédé colle-durcisseur en application séparée ou bien en application mélangée.

Grâce à un dosage variable de colle + durcisseur de :

100 + 15 à 100 + 100

En application séparée pour le collage de surfaces
Ou bien en application en mélange avec dosage de :

100 + 10 à 100 + 100

Ce système de colle s'adapte à toutes les situations de production.
La Colle Kauramin 690 avec Durcisseur Kauramin 1690 est autorisée comme colle de type I, pour une utilisation dans les classes de service 1, 2 et 3 (EN 1995-1-1).

[1)] Le coloris peut varie
[2)] 1 g poids initial dans la balance ; sécher 15 h à 103°C ou 2 h à120°C

5. Conseil d'utilisation pour l'application séparée

5.1 Application séparée

L'application séparée de la colle et du durcisseur se fait à l'aide d'une encolleuse développée spécialement pour cette utilisation. La proportion colle / durcisseur a été certifiée conforme dans une plage de 100 + 15 à 100 + 100. Le durcisseur s'applique par cordons et la colle s'applique soit en film soit par cordons.

Le grammage total colle + durcisseur s'élève normalement de 280 à 440 g/m². Il pourra être réduit jusqu'à 250 g/m² (même en-dessous pour le collage haute fréquence), après accord du service technique du fournisseur de colle. Le grammage doit être suffisamment important pour que chaque joint de colle soit rempli de colle et que des perles de colle apparaissent lors du serrage.

Les lamelles doivent être parfaitement rabotées avec une surface régulière pour un collage optimal.

5.2 Temps d'assemblage

Le temps d'assemblage est le laps de temps entre l'application de la colle et du durcisseur dès la première lamelle encollée jusqu'à la fermeture de la presse. Le temps d'assemblage dépend particulièrement de la proportion colle / durcisseur ainsi que du grammage choisi pour l'encollage et est influencé par les conditions locales de fabrication. Le temps d'assemblage maximal dépend principalement du climat environnant et surtout de la température du bois et des joints, de l'humidité du bois ainsi que du stockage des lamelles.

Dans un environnement de 20 °C / 65 % d'humidité relative ou bien de 30 °C / 40 % d'humidité relative et une quantité d'application totale de 400 g/m², pour une application séparée, en fonction des conditions environnementales de fabrication, vous pouvez obtenir des temps d'assemblage maximum suivants :

Tableau 1: Temps d'assemblage application séparée pour 400g/m²

Temps d'assemblage (application séparée)		
Colle + durcisseur	**Temps d'assemblage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 15	**2:30**	**1:12**
100 + 20	**2:15**	**1:06**
100 + 30	**1:59**	**0:55**
100 + 40	**1:46**	**0:47**
100 + 50	**1:32**	**0:40**
100 + 60	**1:20**	**0:33**
100 + 70	**1:08**	**0:28**
100 + 80	**0:58**	**0:23**
100 + 90	**0:46**	**0:18**
100 + 100	**0:38**	**0:13**

Une faible humidité de l'air, une faible humidité du bois ou bien une température plus élevée du bois ou de l'environnement réduisent les temps d'assemblage. La colle appliquée doit être encore collante lors de la fermeture de la presse. En cas d'utilisation du temps d'assemblage maximal il faut prendre en compte un serrage minimal de 0,8 N/mm².

5.3. Temps de serrage (application séparée)

Le temps de serrage minimum varie notamment en fonction de l'épaisseur du joint, de la température du joint, de la quantité totale appliquée ainsi que de la proportion colle/durcisseur.

Conformément à la norme EN 302 partie 6 :2004, le temps de serrage minimum à respecter est celui indiqué pour le procédé en application mélangée (voir le tableau ci-dessous).

Lorsque l'installation permet de garantir une fabrication continue de joints de colle fins (env. 0,1 mm), alors les temps de serrage minimum sont les suivants :

Tableau 2: Temps de serrage application séparée pour 325 g/m²

Temps de serrage (application séparée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 15	**4:00**	**2:30**
100 + 20	**3:00**	**1:30**
100 + 30	**2:31**	**1:15**
100 + 40	**2:13**	**1:07**
100 + 50	**2:00**	**1:00**
100 + 60	**1:52**	**0:56**
100 + 70	**1:45**	**0:52**
100 + 80	**1:38**	**0:49**
100 + 90	**1:34**	**0:47**
100 + 100	**1:30**	**0:45**

Pour un joint de colle fin dans le respect des conditions de production pour une quantité de colle appliquée d'environ 250 g/m², vous pouvez réduire les temps de serrage comme suit :

Tableau 3 : Temps de serrage application séparée pour 250 g/m²

Temps de serrage (application séparée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 50	**1:50**	**0:55**
100 + 100	**1:00**	**0:45**

Les temps de serrage indiqués sont envisageables qu'après accord avec le service technique du fournisseur de colle. Il est indispensable de s'assurer de la parfaite qualité des joints de colle en garantissant des contrôles réguliers de délamination (contrôles réguliers du décollement), il faut s'assurer d'une qualité irréprochable du joint de colle.

Les temps de serrage mentionnés sont des valeurs indicatives, valables pour des poutres droites et ayant une humidité du bois de 8 à 12 %. Pour des humidités de bois plus élevées, il est nécessaire d'allonger les temps de serrage en conséquence.

La pression à appliquer sur les bois tendres doit être de 0,6 à 1,0 N/mm², sur les bois durs d'environ 1,2 N/mm². Pour les pièces cintrées, il faut appliquer une pression plus élevée et un temps de serrage plus long.

Lors de l'application séparée de la colle-durcisseur, il est important d'obtenir une épaisseur du joint de colle le plus fin possible (max. 0,3 mm).

5.4. Aboutage (application séparée)

La Colle Kauramin 690 avec le Durcisseur Kauramin 1690 est agréée comme colle de type EN 301-90-FJ-0,1-S. Le système convient pour la fabrication de l'aboutage en application séparée.
Pour répondre aux tolérances lors de l'application, le système de colle a été testé et validé selon la Norme EN 301:2010-12 Tableau 2 (tests nécessaires pour les sous-classes de colles) pour la fabrication de l'aboutage en application séparée avec une proportion de durcisseur de 100 + 20 et 100 + 130.
La plage de proportion colle + durcisseur à respecter et de :

100 + 50 à 100 + 100

Ce système de colle s'adapte à toutes les situations de production.

Tableau 4 : Temps de serrage du collage par aboutage (application séparée)

Temps de durcissement du collage par aboutage (application séparée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 50	**1:50**	**0:55**
100 + 70	**1:30**	**0:51**
100 + 100	**1:00**	**0:45**

Le temps de durcissement est indiqué pour une quantité d'application totale (colle + durcisseur) de 250 g/m².

Les temps de durcissement indiqués sont des valeurs indicatives. Il faut cependant tenir compte de la charge des aboutages lors du déplacement des lamelles. Il faudra donc, le cas échéant, prolonger le temps de durcissement en conséquence.

Vous pouvez également définir les temps de durcissement en concertation avec le service technique du fournisseur de colle.

Afin de visualiser la colle, il est possible d'ajouter à la colle et/ou au durcisseur jusqu'à 0,2 partie du poids en couleur.

Tableau 5 : Ajout de couleur et/ou d'eau pour application séparée

Collage d'aboutage (application séparée) Ajout de couleur et/ou d'eau	
	Parties du poids
Colle Kauramin 690	**100**
Durcisseur Kauramin 1690	**50 – 100**
Couleur 1: **Dispers jaune 1780**	**jusqu'à 0,2**
Couleur 2: **Ultraphor SFG**	**jusqu'à 0,2**

Il est possible d'ajouter les couleurs 1 et 2. L'ajout total de « Dispers jaune 1780 » + « Ultraphor SFG» ne doit pas dépasser 0,2 partie du poids.

6.Conseil d'utilisation en application mélangée

L'application en mélange est possible pour 100 parties en poids de colle et de 10 jusqu'à 100 parties en poids de durcisseur.

La quantité d'application est en générale comprise entre 280 et 450 g/m^2. Elle pourra être réduite jusqu'à 250 g/m^2 (même en-dessous pour le collage haute fréquence), pour une optimisation du temps de serrage, après concertation du service technique du fournisseur de colle. Le grammage doit être suffisamment important pour que chaque joint soit rempli de colle et que des perles de colle apparaissent lors du serrage.

Les lamelles doivent être parfaitement rabotées avec une surface régulière pour un collage optimal.

6.1. Durée de vie du mélange collant

La durée d'utilisation selon la norme DIN EN 302 partie 7 :2004 pour des conditions de fabrication de 20 °C et 65 % d'humidité d'air relative et en fonction du dosage du mélange de colle et durcisseur, est de:

Tableau 6 : Durée d'utilisation (application mélangée)

Durée d'utilisation (application mélangée)	
Colle + durcisseur	**Durée dútilisation [h:m] à 20 °C**
100 + 10	**2:00**
100 + 20	**1:35**
100 + 30	**1:10**
100 + 40	**0:58**
100 + 50	**0:50**
100 + 60	**0:42**
100 + 70	**0:35**
100 + 80	**0:28**
100 + 90	**0:22**
100 + 100	**0:16**

6.2. Temps d'assemblage ouvert (application mélangée)

Le temps d'assemblage ouvert selon la norme DIN 68141:2008 pour des conditions de fabrication de 20 °C et 65 % d'humidité d'air relative ou de 30 °C et 40 % d'humidité relative avec une quantité d'application pour 400 g/m² en fonction du dosage du mélange de colle et durcisseur est de:

Tableau 7: Temps d'assemblage ouvert (application mélangée) 400 g/m²

Temps d'assemblage ouvert (application mélangée)		
Colle + durcisseur	**Temps d'assemblage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 10	**2:25**	**1:05**
100 + 20	**1:55**	**0:55**
100 + 30	**1:40**	**0:44**
100 + 40	**1:25**	**0:37**
100 + 50	**1:15**	**0:31**
100 + 60	**1:05**	**0:26**
100 + 70	**0:55**	**0:21**
100 + 80	**0:45**	**0:18**
100 + 90	**0:35**	**0:14**
100 + 100	**0:25**	**0:10**

6.3. Temps de serrage (application mélangée)

Le temps de serrage minimum varie notamment en fonction de l'épaisseur du joint, de la température du joint, de la quantité totale appliquée ainsi que de la proportion colle/durcisseur.

Selon la norme DIN EN 302 partie 6 : 2004, pour une épaisseur de joint de 0,3 mm, on a déterminé les temps de serrage suivants :

Tableau 8 : Temps de serrage joint 0,3 mm (application mélangée) 400 g/m²

Temps de serrage joint 0,3 mm (application mélangée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 10	**14:45**	**4:45**
100 + 20	**6:30**	**2:30**
100 + 100	**4:00**	**1:45**

Lorsque l'installation permet de garantir une fabrication continue de joints de colle fins (env. 0,1 mm) alors les temps de serrage minimum sont les suivants :

Tableau 9 : Temps de serrage joint 0,1 mm (application mélangée) 325 g/m²

Temps de serrage joint 0,1 mm (application mélangée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 10	**4:45**	**2:30**
100 + 20	**3:00**	**1:30**
100 + 30	**2:35**	**1:15**
100 + 40	**2:15**	**1:05**
100 + 50	**2:00**	**1:00**
100 + 60	**1:50**	**1:00**
100 + 70	**1:45**	**0:55**
100 + 80	**1:40**	**0:50**
100 + 90	**1:35**	**0:50**
100 + 100	**1:30**	**0:45**

Pour un joint de colle fin dans le respect des conditions de production pour une quantité de colle appliquée d'environ 250 g/m², vous pouvez réduire les temps de serrage comme suit :

Tableau 10: Temps de serrage pour 250 g/m² application mélangée

Temps de serrage (application mélangée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 50	**1:50**	**0:55**
100 + 100	**1:00**	**0:45**

Dans le cas d'une application mélangée, le mélange avec une proportion de durcisseur importante est utilisé exceptionnellement, car la durée d'utilisation du mélange (cf. plus haut) est plus courte.

Les temps de serrage indiqués sont envisageables qu'après accord avec le service technique du fournisseur de colle. Il est indispensable de s'assurer de la parfaite qualité des joints de colle en garantissant des contrôles réguliers de délamination (contrôles réguliers du décollement), il faut s'assurer d'une qualité irréprochable du joint de colle.

Les temps de serrage mentionnés sont des valeurs indicatives, valables pour des poutres droites et ayant une humidité du bois de 8 à 12%. Pour des humidités de bois plus élevées, il est nécessaire d'allonger les temps de serrage en conséquence.

La pression à appliquer sur les bois tendres doit être de 0,6 à 1,0 N/mm², sur les bois durs d'environ 1,2 N/mm². Pour les pièces cintrées, il faut appliquer une force de pression plus élevée et un temps de serrage plus long.

6.4. Collage par aboutage (application mélangée)

La Colle Kauramin 690 avec le Durcisseur Kauramin 1690 convient pour la fabrication de collages par aboutage selon la norme EN 385, ainsi que le collage des aboutages/assemblages telles que les poutres en « i » dans le coffrage par exemple.

Le temps d'assemblage et le temps de serrage correspondent au temps d'assemblage et au temps de serrage du procédé de l'application mélangée (tableau 7, tableau 9 et tableau 10).

Tableau 11: Temps de serrage collage par aboutage (application mélangée)

Temps de serrage joint 0,1 mm (application mélangée)		
Colle + durcisseur	**Temps de serrage en [h:m]**	
	à 20 °C	**à 30 °C**
100 + 10	**4:45**	**2:30**
100 + 20	**3:00**	**1:30**
100 + 30	**2:35**	**1:15**
100 + 40	**2:15**	**1:05**
100 + 50	**2:00**	**1:00**
100 + 60	**1:50**	**1:00**
100 + 70	**1:45**	**0:55**
100 + 80	**1:40**	**0:50**
100 + 90	**1:35**	**0:50**
100 + 100	**1:30**	**0:45**

Il est possible d'adapter la viscosité du mélange de colle + durcisseur avec une proportion de durcisseur d'au moins 10 parts de poids jusqu'à 30 parts de poids max, en ajoutant jusqu'à 5 parties de poids d'eau par rapport à la colle.

Pour un contrôle visuel de l'application du mélange collant il est possible d'ajouter jusqu'à 0,2 de partie du poids en couleur.

Tableau 12: Ajout de couleur et/ou d'eau pour collage par aboutage application mélangée

Collage par aboutage (application mélangée) Ajout de couleur et/ou d'eau		
	Parties de poids	
Colle Kauramin 690	**100**	
Durcisseur Kauramin 1690	**10 – 30**	**30 – 100**
Eau	**5**	**0**
Couleur 1: **Dispers gelb 1780**	**jusqu'à 0,2**	
Couleur 2: **Ultraphor SFG**	**jusqu'à 0,2**	

Il est possible de mélanger les couleurs 1 et 2. L'ajout total de couleurs ne doit pas dépasser 0,2 part du poids.

7. Remarques générales

L'utilisation du système à base de résine mélamine–formol exige une stricte observation du mode d'emploi indiqué par le fournisseur de colle

7.1.Stockage

Tableau 13: Propriétés de stockage

Propriétés de stockage		
	20 °C	30 °C
Colle Kauramin® 690 liquide	env. 3 mois	env. 1,5 mois
Durcisseur Kauramin® 1690 liquide	env. 6 mois	env. 3 mois

La température de stockage idéale de la colle et du durcisseur est entre 18 et 20°C.
Des températures plus élevées réduisent la durée de stockage. Les composants peuvent être utilisés, après accord préalable du fournisseur, au-delà de la durée de stockage, aussi longtemps qu'une utilisation irréprochable peut être garantie.

- La colle ne doit pas être stockée pour une durée prolongée en dessous de 15°C
- Le durcisseur ne doit pas être stocké pour une durée prolongée en dessous de 10°C

Des températures de stockage basses augmentent la viscosité, ce qui peut réduire la durée de stockage. L'augmentation de la viscosité est réversible, il suffit de porter la température du produit à la température ambiante normale.

7.2. Application de colle sur des lamelles imprégnées

La Colle Kauramin 690 avec le Durcisseur Kauramin 1690 convient pour le collage de lamelles traitées avec: **Wolmanit CX8**. Pour cela, il faut respecter les contraintes suivantes:

- Les différentes essences de bois traitées que l'on peut coller sont: Le pin (Pinus sylvestris), l'épicéa (Picea abies) et le sapin (Abies alba)
- L'autorisation du collage avec des lamelles traitées au CX8 comprend le collage de lamellation et de l'aboutage
- Vous pouvez appliquer la colle et le durcisseur séparément ou en application mélangée
- La quantité moyenne d'imprégnation du produit de traitement ne doit pas dépasser 12,3 kg/m³.
- Les bois traités et séchés doivent être parfaitement rabotés pour garantir une surface précise et optimale.
- Pour ces essences de bois, prévoyez un temps d'assemblage suffisamment long. Vous trouverez les temps d'assemblage minimum dans le tableau suivant:

Tableau 14: Temps d'assemblage minimum pour le collage de lamelles imprégnées

Quantité d'application	Colle + durcisseur	Temps d'assemblage minimal
300 – 400	100 + 20	20 min
250 – 400	100 + 100	5 min

Les indications de temps sont valables pour une température des lamelles de 20°C.
Le temps d'assemblage minimum doit être adapté en fonction des différents dosages du durcisseur.

Pour le collage par aboutage, veuillez vous référer aux indications du Tableau 4: Temps de serrage du collage par aboutage (application séparée) et du Tableau 11 : Temps de serrage collage par aboutage (application mélangée). Notez que le dosage colle + durcisseur est de 100 + 50 et 100 + 70 pour le collage séparé de l'aboutage.

7.3. Poutres cintrées

Dans le cadre de collages cintrés, il est impératif d'augmenter le temps de serrage, il en va de même pour les joints d'aboutage qui sont soumis à des contraintes plus importantes que sur du collage droit.

Les temps de serrage supplémentaires doivent être définis en accord avec le service technique de votre fournisseur de colle.

7.4. Fabrication de bois Lamellé Collé conformément à la norme JAS

(Japanese Agricultural Standard, MAFF)
La fabrication de bois lamellé collé selon JAS est soumise aux conditions suivantes:

- Proportion colle + durcisseur: 100 + 50
- Le système de colle est validé pour la lamellation ainsi que pour l'aboutage
- Pour la lamellation, le système est homologué comme "Exposure condition B"
- Pour l'aboutage, le système est homologué comme "Exposure condition C"

7.5. Pression de serrage

La pression de serrage sur les bois tendres doit être comprise entre 0,6 et 1,0 N/mm^2 et sur les bois durs d'environ 1,2 N/mm^2.

7.6. Humidité du bois

L'humidité du bois doit être entre 6 et 15 %, la différence d'humidité entre 2 lamelles d'un même collage ne doit pas dépasser 5 %.

7.7.Température de durcissement

Pour garantir un bon durcissement de tous les joints de collage, la température du bois et du joint de colle doit être d'au moins 18 °C lors du collage.

Si la température de durcissement est inférieure à 20 °C, il faudra prolonger le temps de serrage. Les temps de serrage à moins de 20 °C doivent être définis en accord avec le service technique du fournisseur de colle.

7.8. Collage haute fréquence et micro-ondes

Le système de colle convient pour un traitement dans les installations à haute fréquence et micro-ondes. Il est possible de réduire la quantité de colle à 250 g/m², voire moins, en accord avec le service technique du fournisseur de colle.

7.9. Temps de post-durcissement

À 20 °C, en fonction de la proportion du durcisseur et du grammage, le post-durcissement peut aller de quelques heures à quelques jours. Il peut être réduit en cas de températures plus élevées du joint de colle, notamment avec le collage haute fréquence ou micro-ondes ou avec des températures de bois ou de l'air ambiant plus élevées.

En fonction des conditions de fabrication, vous devez consulter le service technique du fournisseur de colle pour définir le temps de post-durcissement des produits collés.

7.10. Essences de bois

Pour les composants collés subissant une charge statique selon la norme EN 14080:2013, vous ne devez utiliser que les types de bois suivants:

Épicéa	(Picea abies)
Sapin	(Abies alba)
Pin	(Pinus sylvestris)
Douglas	(Pseudotsuga menziesii)
Mélèze	(Larix decidua)
Mélèze de sibérie	(Larix sibirica)

7.11. Bois difficile à coller

Les essences de bois difficiles à coller qui contiennent comme par exemple des tanins, des résines etc. ou bien une densité élevée doivent être préparées avec le plus grand soin juste avant d'être encollées. Pour toute question technique en matière de collage, n'hésitez pas à contacter le service technique de votre fournisseur de colle. Vous trouverez également d'autres informations dans la brochure technique « Collage de bois durs et exotiques ».

7.12. Nettoyage

Les résidus de colle doivent être éliminés à l'eau chaude (environ 45 °C). Une solution d'urée diluée de 10 à 15 % améliore le nettoyage. La colle sèche ne se dissout pas et ne pourra être enlevée que de manière mécanique.

7.13. Sécurité

Conformément à la directive (CE) Nr.1907/2006, les fiches de sécurité de la Colle Kauramin 690 liquide et du Durcisseur Kauramin 1690 liquide sont disponibles.

Lors de l'utilisation de ces produits il faut respecter les indications et les remarques de la fiche de données sécurité. En outre, lors de l'utilisation de produits chimiques, il faut respecter les mesures de prévention et de protection relatives à la sécurité et à l'hygiène au travail.

8. À noter

Les données du présent document reposent sur nos connaissances et expériences actuelles. Du fait des différents facteurs d'influences possibles lors du traitement, elles n'empêchent en rien l'utilisateur d'effectuer ses propres tests et essais. Nos indications ne peuvent en aucun cas faire foi de garantie sur des propriétés ou aptitudes du produit dans le cadre d'une utilisation spécifique. Toutes les descriptions, tous les dessins, photographies, données, rapports, poids, etc., peuvent être modifiés sans préavis et ne représentent pas une propriété contractuelle du produit. Il incombe au destinataire de nos produits de tenir compte des éventuels droits de protection et des lois et réglementations en vigueur.

Traduction libre de la version originale allemande

Türmerleim GmbH
Arnulfstraße 43
D-67061 Ludwigshafen
Partenaire commercial de BASF SE

Tel. +49 (0) 621 561070
Fax +49 (0) 621 56107122
info@tuermerleim.de
www.tuermerleim.de

Türmerleim AG
Hauptstr. 15
CH –4102 Binningen

Tel. +41 (0) 61 2712166
Fax +41 (0) 61 2712174
info@tuermerleim.ch
www.tuermerleim.ch

Chapitre I

Calcul théorique caractérisation CLT

I.1 Hankinson (valeurs caractéristiques)

Hankinson B.M

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k} * f_{90,k}}{f_{90,k} * cos(45)^2 + f_{0,k} * sin(45)^2} = 4.468[MPa] \tag{I.1}$$

Hankinson Strat cas 1

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 21 * 0.75 = 15.75[MPa] \tag{I.2}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 21 * 0.25 = 5.25[MPa] \tag{I.3}$$

$$f^{St}_{c,\alpha} = \frac{f^{St}_{0,k} * f^{St}_{90,k}}{f^{St}_{90,k} * cos(45)^2 + f^{St}_{0,k} * sin(45)^2} = 7.875[MPa] \tag{I.4}$$

I.1.1 Hankinson Strat cas 2

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 21 * 0.75 + 0.25 * 2.5 = 16.375[MPa] \tag{I.5}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 21 * 0.25 = 5.25[MPa] \tag{I.6}$$

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 7.95[MPa] \tag{I.7}$$

I.1.2 Hankinson Strat cas 3

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 21 * 0.75 = 15.75[MPa] \tag{I.8}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 21 * 0.25 + 0.75 * 2.5 = 7.125[MPa] \tag{I.9}$$

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 9.811[MPa] \tag{I.10}$$

I.1.3 Hankinson Strat cas 4

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 21 * 0.75 + 0.25 * 2.5 = 16.375[MPa] \tag{I.11}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 21 * 0.25 + 0.75 * 2.5 = 7.125[MPa] \tag{I.12}$$

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 9.93[MPa] \tag{I.13}$$

I.2 Hankinson (valeurs moyennes)

Hankinson pli

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k} * f_{90,k}}{f_{90,k} * cos(45)^2 + f_{0,k} * sin(45)^2} = 6.6398[MPa] \tag{I.14}$$

Hankinson Strat cas 1

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.75 = 23.41[MPa] \tag{I.15}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.25 = 7.8[MPa] \tag{I.16}$$

$$f_{c,\alpha}^{St} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 11.7[MPa] \tag{I.17}$$

I.2.1 Hankinson Strat cas 2

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.75 + 0.25 * 3.715 = 24.34[MPa] \tag{I.18}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.25 = 7.8[MPa] \tag{I.19}$$

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 11.814[MPa] \tag{I.20}$$

I.2.2 Hankinson Strat cas 3

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.75 = 23.4[MPa] \tag{I.21}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 312165 * 0.25 + 0.75 * 3.715 = 8.728[MPa] \tag{I.22}$$

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 12.716[MPa] \tag{I.23}$$

I.2.3 Hankinson Strat cas 4

$$f_{c,//} = f_{0,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} = 31.2165 * 0.75 + 0.25 * 3.715 = 24.34[MPa] \tag{I.24}$$

$$f_{c,\perp} = f_{0,k} * \frac{A_y}{A_{tot}} + f_{90,k} * \frac{A_x}{A_{tot}} = 31.2.165 * 0.25 + 0.75 * 3.715 = 8.728[MPa] \quad \text{(I.25)}$$

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{0,k}^{St} * f_{90,k}^{St}}{f_{90,k}^{St} * cos(45)^2 + f_{0,k}^{St} * sin(45)^2} = 12.848[MPa] \quad \text{(I.26)}$$

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**